

COMUNE DI REGGIO EMILIA
SERVIZIO INGEGNERIA EDIFICI



COPERTURA DELLA PISTA POLIVALENTE DEL CENTRO SOCIALE PIGAL PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE COMPRESIVA DI ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
ERMES TORREGGIANI ingegnere

II PROGETTISTA:
LUCA FORTI ingegnere iscr. N. 1364

INGS
S.R.L. **PROGETTI**

Ings. Progetti Srl
Via Brigata Reggio, 24
42124 Reggio nell'Emilia
CF/P.IVA 02202350357

Marzo 2021

1. Sommario

1.	Sommario.....	1
2.	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	4
1.	DOCUMENTO DI SINTESI	42
1.1	SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE.....	42
1.2	CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE	43
2.	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	44
2.1	PREMESSA.....	44
2.2	ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE	45
2.2.1	ES ANALISI STORICO-CRITICA	45
2.2.2	ES ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO – STRUTTURALE	45
2.3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.....	45
2.4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	47
2.4.1.	NORME DI RIFERIMENTO COGENTI	47
2.4.2.	ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI	47
2.5	ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	48
2.6	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	48
2.6.1	CARICHI PERMANENTI.....	48
2.6.2	TELO IN PVC	49
2.6.3	CARICO NEVE	49
2.6.4	CARICO VENTO	52
2.6.4.1	Velocità base di riferimento.....	52
2.6.4.2	Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto	53
2.6.4.3	Categoria di esposizione.....	54
2.6.4.4	Coefficiente di topografia	55
2.6.4.5	Velocità media	55
2.6.4.6	Pressione cinetica di picco.....	57
2.6.4.7	Pressione su ciascuna faccia di una superficie.....	58
2.6.4.8	Coperture a volta cilindrica	58
2.6.4.9	Pareti laterali.....	59
2.6.4.10	Pressione interna.....	60
2.6.4.11	Azione tangente.....	61
2.6.5	AZIONE SISMICA.....	62
2.6.6	FUOCO.....	63
2.7	MODELLI NUMERICI	67
2.7.1	METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI.....	67
2.7.2	INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO	67

2.7.3	MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE.....	68
2.7.4	MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI.....	69
2.7.5	MODELLAZIONE DELLE AZIONI	69
2.7.6	COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	70
2.8	PRICIPALI RISULTATI	72
2.8.1	DEFORMATE E SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO	72
2.8.2	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	82
2.8.3	VERIFICHE DEGLI IMPIANTI IN TERMINI DI MANTENIMENTO DELLA FUNZIONALITÀ.....	83
2.8.4	INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE.....	83
2.8.5	REAZIONI VINCOLARI.....	96
2.9	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	98
2.9.1	PREMESSA.....	98
2.9.2	VERIFICA ARCARECCI	98
2.9.3	VERIFICA TRAVE DI BANCHINA	99
2.9.4	Verifica collegamenti arcareccio/banchina e arco in LL	100
2.9.5	Verifica baraccatura di testata	105
2.9.6	Verifica archi.....	108
2.9.7	Verifica a fuoco.....	110
2.9.8	Verifica tirante in acciaio croce S. Andrea	112
2.10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	113
2.11	VERIFICA DEI NODI	114
2.11.1	CERNIERA DI BASE ARCO IN LL	114
2.11.2	NODO DI RISPRISTINO ARCO	120
3.	RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI-INDAGINI SPECIALISTICHE	123
3.1.	RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO 123	
3.2.	RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO	124
3.2.1.	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI	124
3.2.2.	PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE	125
3.2.3.	DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE	125
3.2.4.	CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	125
3.2.5.	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE 128	
3.2.6.	APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	128

3.2.7.	MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI	128
3.2.8.	PALI DI FONDAZIONE	128
3.2.9.	RISULTATI DELLE ANALISI E LORO COMMENTO	137
4.	GIUDIZIO MOTIVATO SULL'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	143
5.	CARATTERISTICHE DI AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO	143

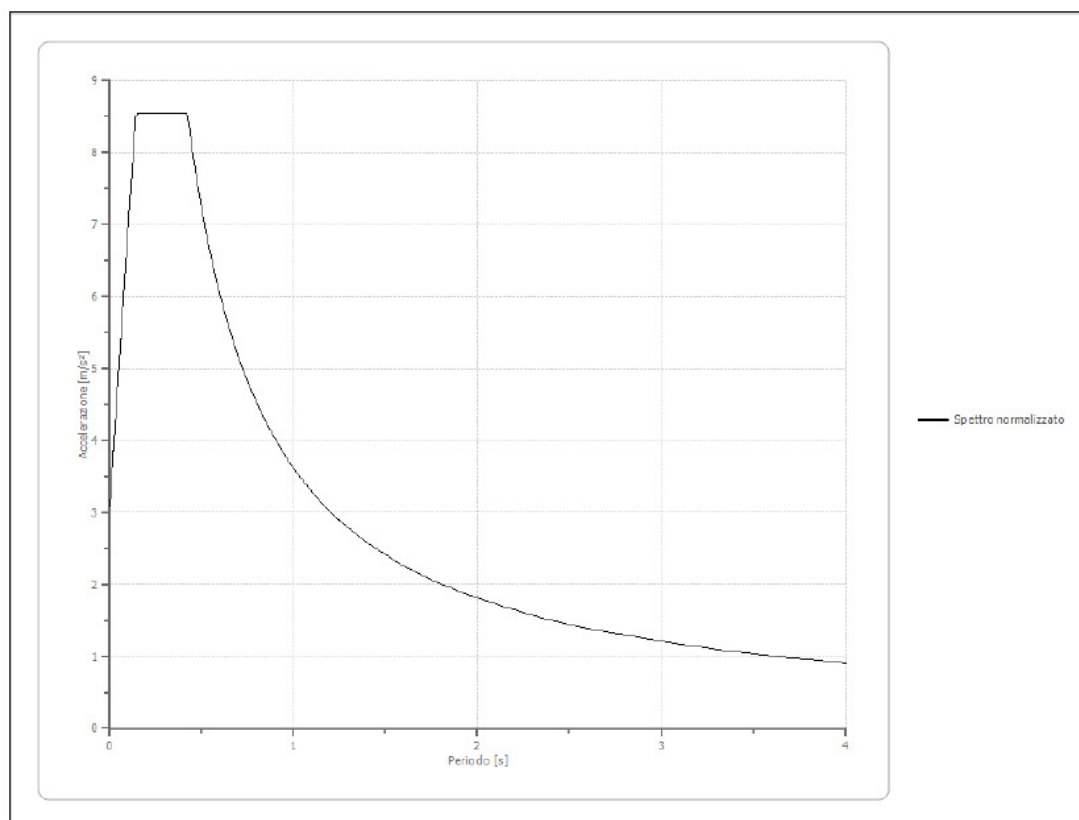
2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

- a) L'area sede dell'intervento si trova in una zona pianeggiante sita nell'immediata periferia del centro urbano di Reggio Emilia, a nord est del centro, nelle immediate vicinanze del Circolo Arci Pigal, ad una quota di circa 43 m s.l.m.



- b) Per quanto riguarda la stratigrafia, i risultati delle prove penetrometriche statiche mettono in evidenza che dopo uno spessore di terreno vegetale di c.a 0,60 m scarsamente consistente, si alternano spessori limo argillosi e argillo limosi mediamente consistenti fino a c.a 10 m di profondità per passare a molto consistenti fino a 20 m di profondità. Le prove hanno individuato una litologia stratigrafica omogenea ma va rilevato uno spessore da 9,6 a 12,20 di sabbie molto addensate nella CPT1. La falda è stata individuata ad una profondità di 1,6 m. La natura del terreno quasi totalmente limo argilloso non ha reso necessario eseguire verifiche alla liquefazione.
- c) Per i parametri sismici si è scelto un approccio di Risposta sismica Locale con terzo livello di approfondimento data la classe d'uso IV della struttura

Ag/g normalizzato: 0,314



Parametri spettro normalizzato

Ag [m/s ²]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [m/s ²]	Se(TB) [m/s ²]	S
3.081	2.773096	--	0.141	0.423	2.856	3.081	8.544	1.587

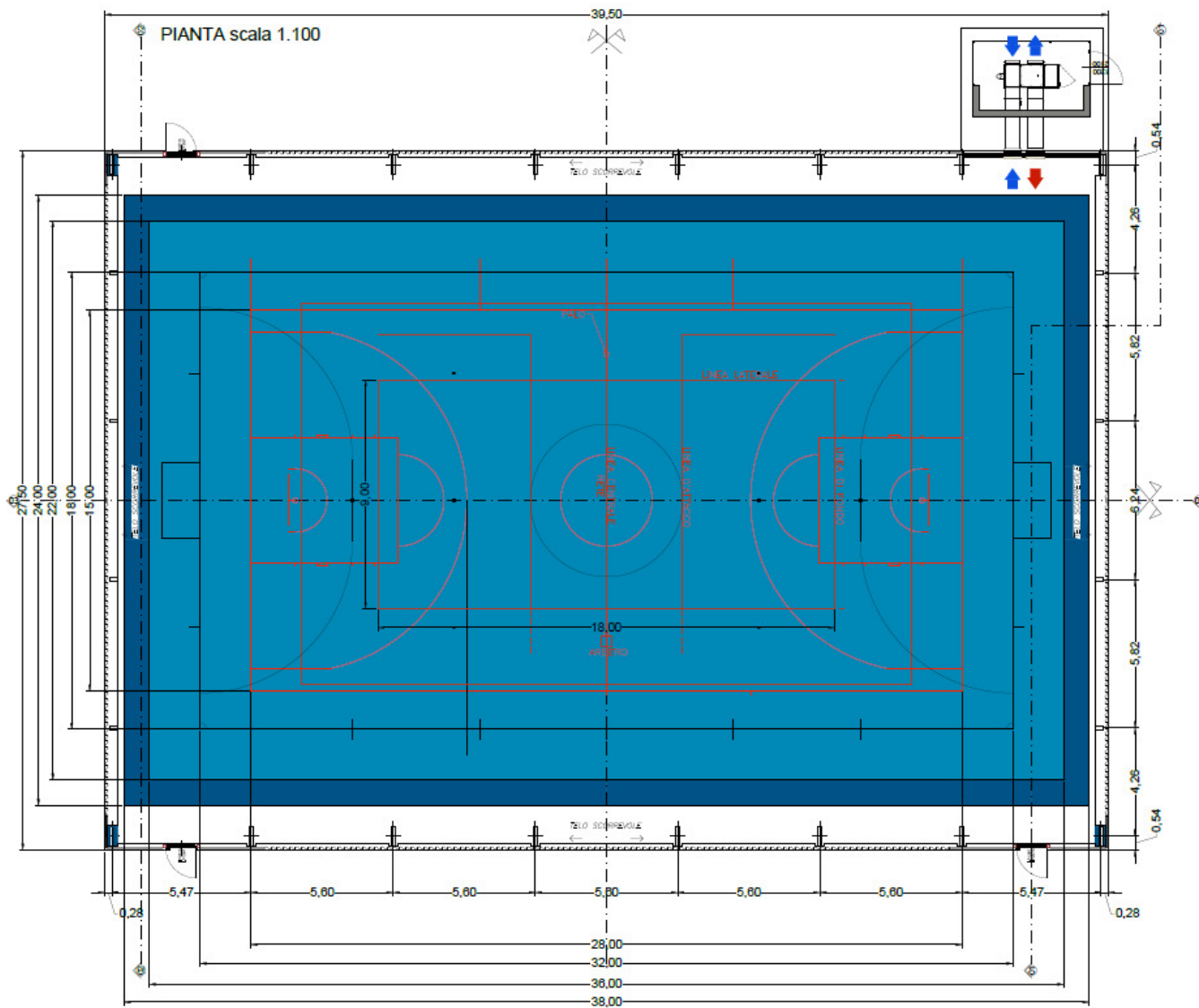
- d) L'intervento prevede la costruzione di una copertura ad archi in legno lamellare di dimensione in pianta ml 38,00x27,50 impiegata per coprire un campo da gioco polivalente. La altezza del sistema costruttivo è 11,00 ml circa misurata al centro degli archi in legno lamellare nel punto più alto al relativo estradosso.

La copertura ad archi in legno lamellare è costituita da una struttura portante principale composta da arcate e da puntoni di collegamento realizzati anch'essi in legno lamellare dimensionata in funzione dei calcoli strutturali quindi dei carichi propri permanenti ed accidentali quali, neve, vento e azione sismica, anche se questo particolare tipo di struttura è intrinsecamente poco sensibile agli effetti del sisma vista la ridottissima massa che il terremoto è in grado di movimentare nel piano orizzontale. Sarà invece curato il dimensionamento rispetto alle altre azioni ambientali quali neve e vento nonché all'azione fuoco in quanto la normativa di prevenzioni incendi prevede una resistenza al fuoco della struttura linea pari minimo a 30 minuti.

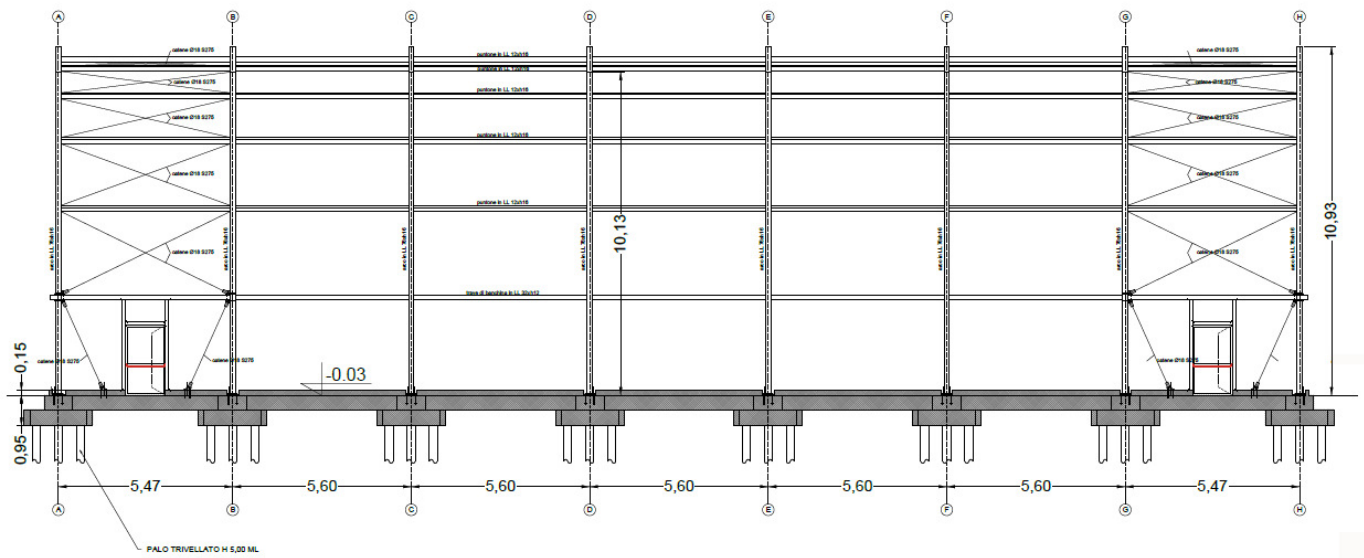
L'orditura principale è composta da archi in legno lamellare a sezione rettangolare GL28H piallato e incollato. Gli archi in legno verranno posti ad un interasse di 5,60 ml. La prima e ultima campata dovranno essere controventate con un sistema di tiranti/puntoni in acciaio zincato S355 JR in tondi del diametro di 22 mm che verranno fissati al cordolo perimetrale di fondazione con piastre in acciaio zincato S275 JR. Sui lati lunghi della struttura è posta una trave di banchina in legno lamellare GL24H della sezione 32xH12 all'altezza di circa 3,00 ml da terra sulla quale poter ancorare il telo di copertura in pvc.

Gli arcarecci e il colmo sez 12xh16 cm in legno lamellare GL24H della struttura ad archi verranno coperti esternamente con una doppia membrana a forma semicilindrica chiusa alle due estremità da due telai in legno lamellare. Le chiusure dei vuoti dei telai di estremità saranno realizzate con telo in PVC..

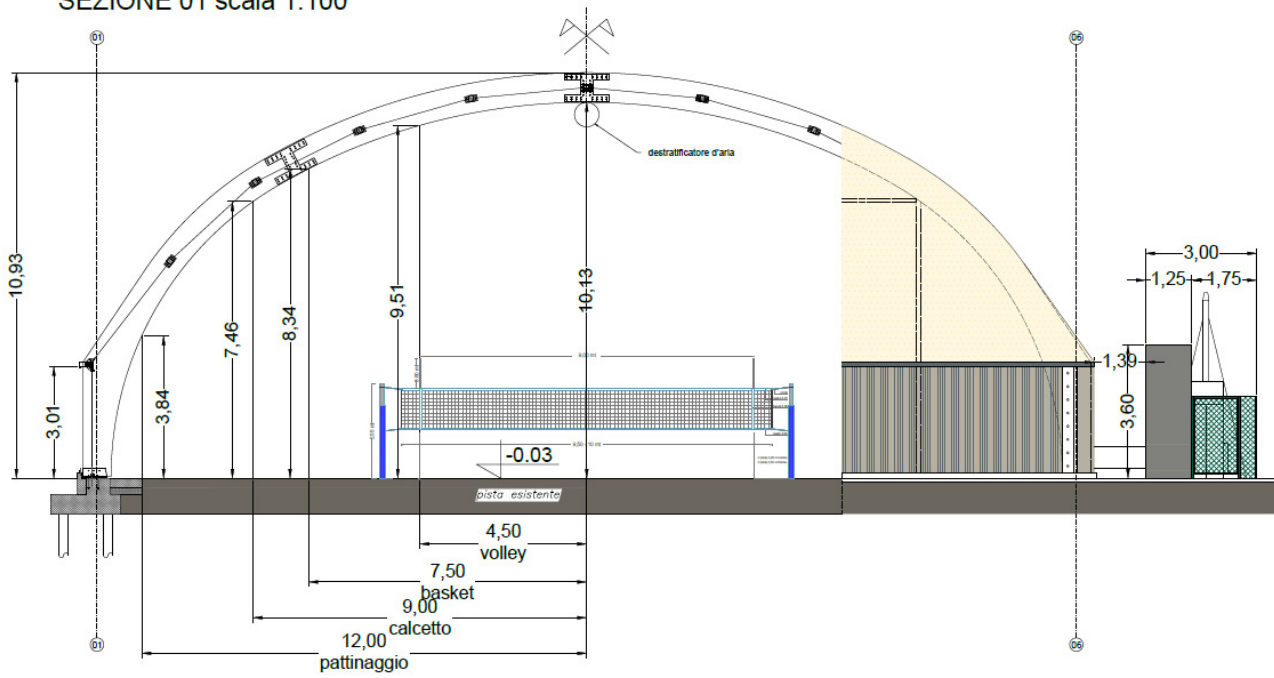
Il sistema di fondazioni sarà costituito da 16 pali trivellati del diametro di 80 cm e profondità di infissione 10 ml collegati in sommità da un cordolo in cls armato della sezione di 25x60 cm a delimitazione della pista polivalente. I pali assolvono la funzione di assorbire le spinte a vuoto degli archi in legno lamellare e il taglio generato dalle azioni orizzontali quali la spinta del vento e il sisma.



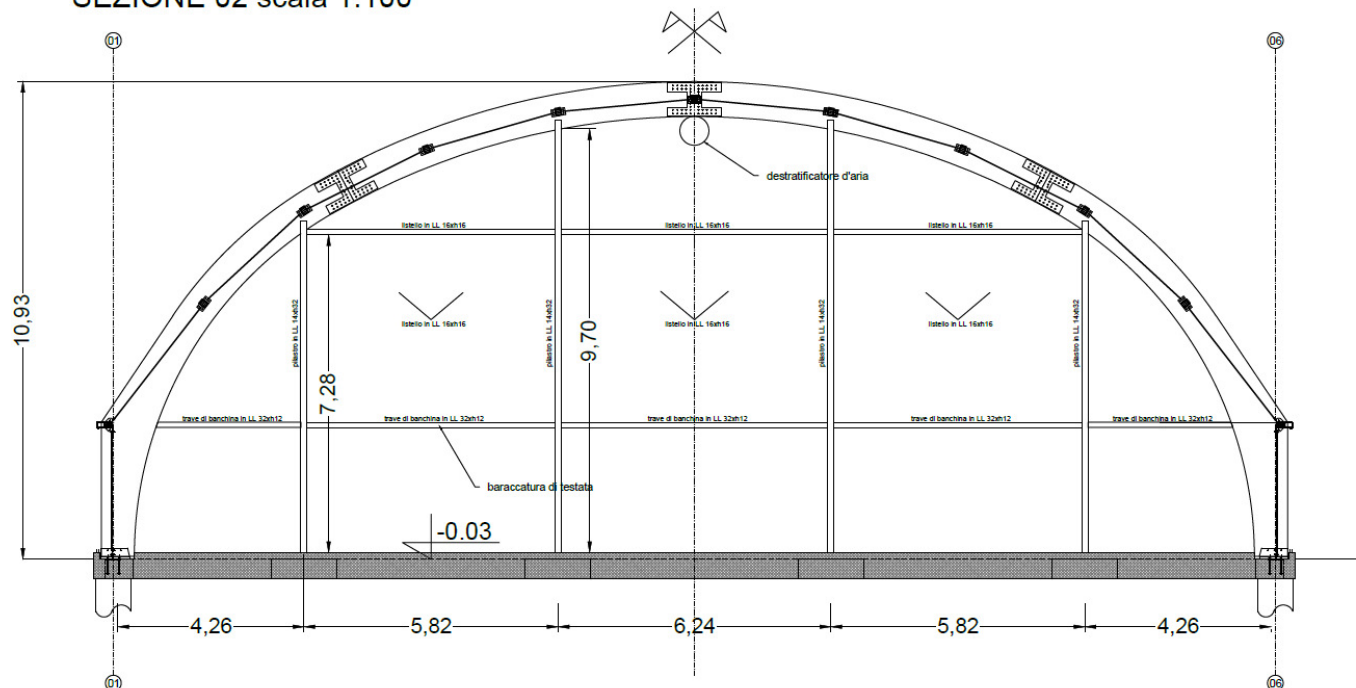
SEZIONE 03 scala 1.100



SEZIONE 01 scala 1.100



SEZIONE 02 scala 1.100



e) Le normative tecniche utilizzate fanno capo al D.M.17/01/2018 ed alle circolari e documenti esplicativi ad esso collegati.

f) Si considerano i seguenti parametri di progetto:

Tipo dell'opera:	3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati
Vita nominale:	VN = 100 anni	
Classe d'uso:	IV	costruzioni strategiche
Coefficiente d'uso:	CU = 2,0	
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR = 200 anni	
Categoria del sottosuolo		analisi sismica locale
Zona sismica	3	
Coefficiente di amplificazione topografica:	ST = 1,0	
Coordinate GPS:	Latitudine: 44.711864 N WGS84	
	Longitudine: 10.649029 E WGS84	
Altitudine s.l.m.:	43 m	

Le azioni considerate sulla costruzione sono:

- Pesi propri
- Pretensionamento del telo in PVC
- Azioni climatiche (neve e vento)
- Sisma
- Fuoco (R30 minuti)

g) Le combinazioni allo SLU sono quella fondamentale

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

e quella sismica

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

Le combinazioni allo SLE sono quella rara:

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

quella frequente:

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

quella quasi permanente:

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

e quella sismica:

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

La combinazione per il progetto "a fuoco" A_d è quella eccezionale:

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

I valori dei coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione sono quelli evidenziati nelle seguenti tabelle.

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

		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.

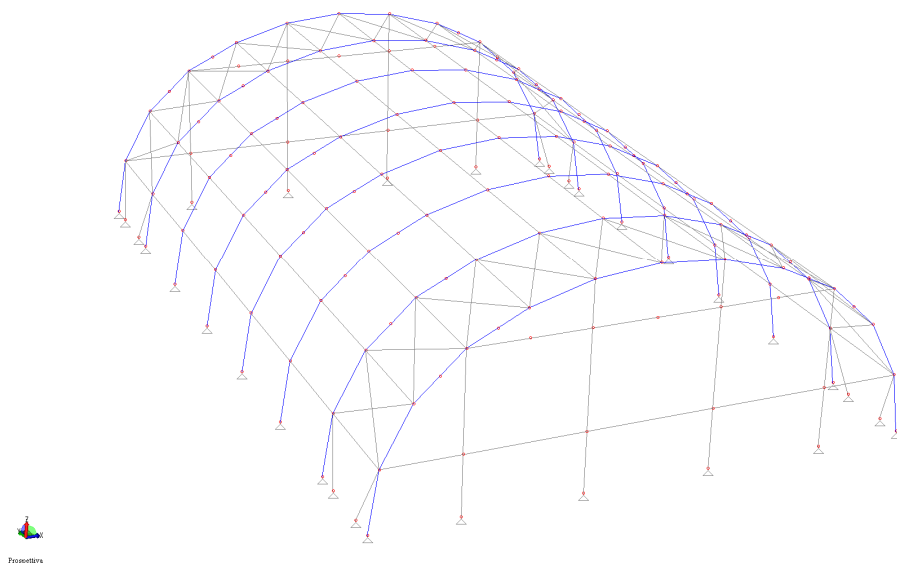
Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 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

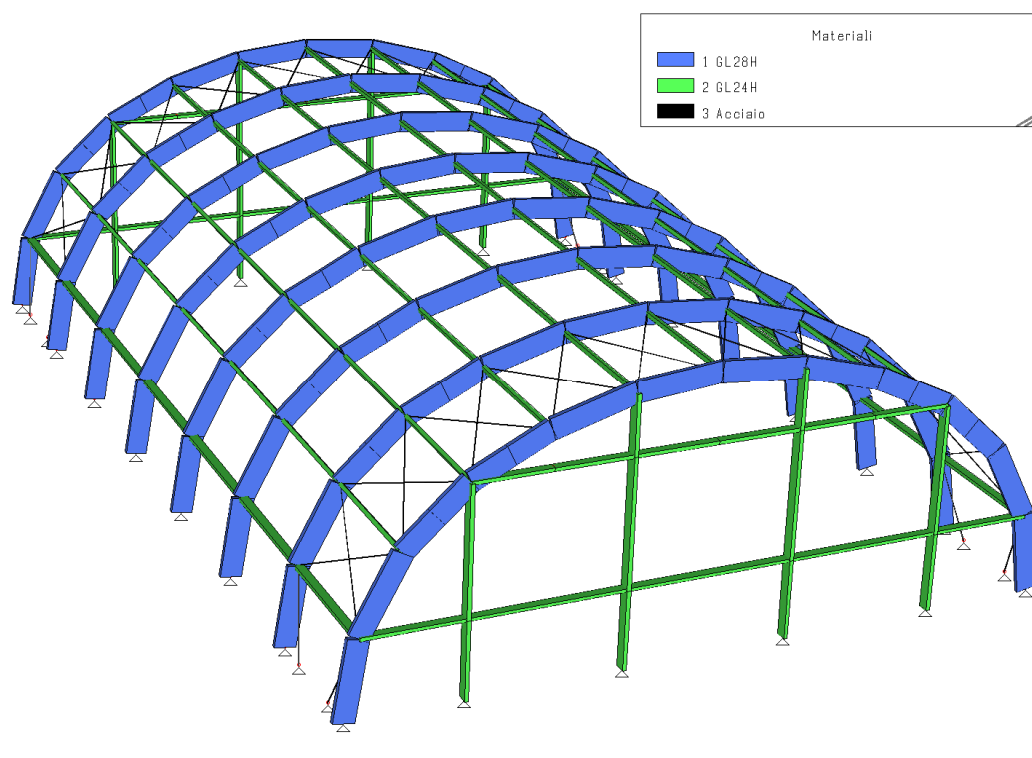
Per il dettaglio delle altre combinazioni di carico si veda il § 2.7.6 della presente relazione.

- h) L'analisi della struttura soggetta ad azioni sismiche è stata condotta con il metodo dell'ANALISI DINAMICA LINEARE DINAMICA che consiste:
- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
 - nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
 - nella combinazione di questi effetti (combinazione quadratica completa degli effetti CQC relativi a ciascun modo)
- E' stata considerata la componente verticale del sisma vista la presenza di archi ad grande luce il programma di calcolo ha provveduto a sovrapporre gli effetti E_x E_z e E_y E_z
- i) In presenza di azione sismica sono stati considerati stati limite ultimi di tipo SLV mentre gli stati limite di esercizio sono stati considerati in riferimento alle combinazioni di carico di Neve e Vento essendo più penalizzanti rispetto a quelle sismiche.
- j) Le verifiche delle sezioni agli SLU sono condotte in termini di resistenza mentre le verifiche agli SLE sono condotte in termini di contenimento del danno controllando gli spostamenti orizzontali.
- k) Si illustrano in forma grafica le sintesi dei risultati di maggiore interesse: involuipi delle deformazioni, e dette sollecitazioni e verifiche di resistenza (sotto forma di "coefficiente di sfruttamento", per cui valori inferiori all'unità rappresentano verifiche soddisfatte). A seguito del riscontro eseguito con calcoli effettuati con schemi semplificati, si assevera l'attendibilità dei risultati del programma di calcolo per quanto riguarda lo stato deformativo e di sollecitazione, nonché le verifiche strutturali.

SCHEMA DI STRUTTURA



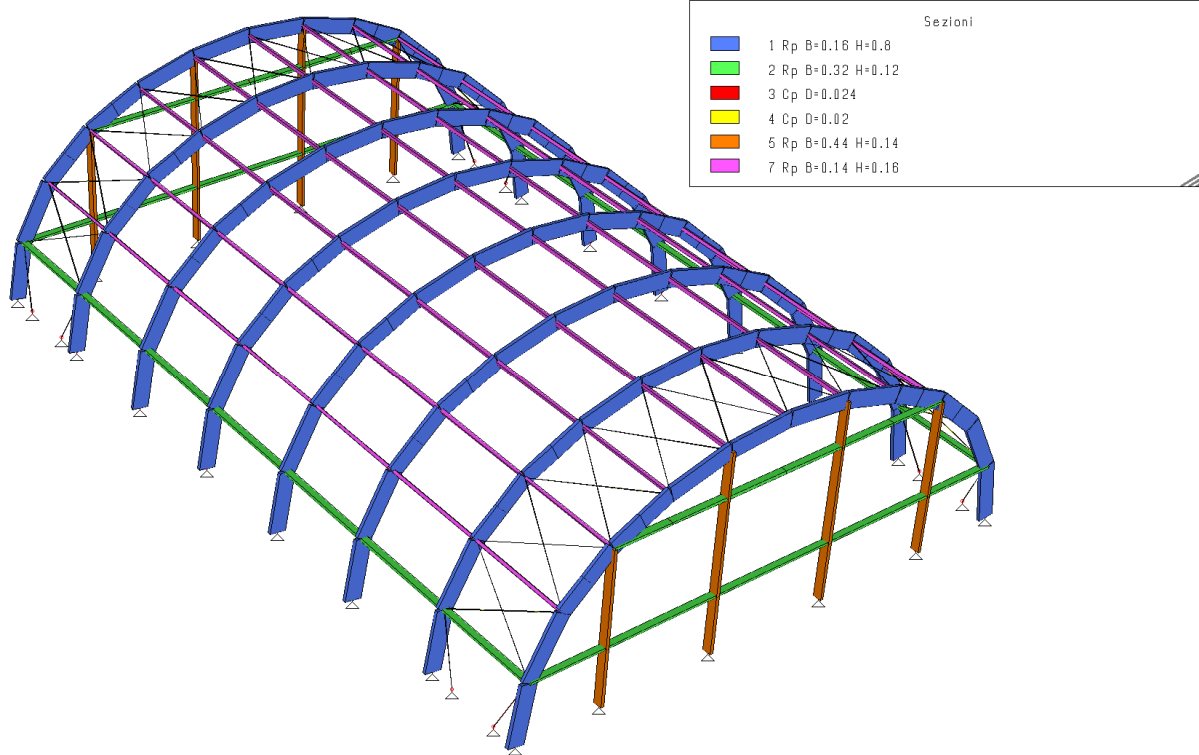
MATERIALI



LISTA MATERIALI UTILIZZATI

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	GL28H	+1.20e+09	0.490	410.00000	+3.00e-06	1.000	+1.00e+00	+1.00e+00
2	GL24H	+1.16e+09	0.490	380.00000	+3.00e-06	1.000	+1.00e+00	+1.00e+00
3	Acciaio	+2.10e+10	0.300	7849.99951	+1.20e-05	1.000	+1.00e+00	+1.00e+00

SEZIONI CARATTERISTICHE



Prospettiva

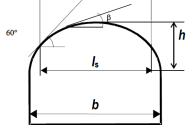
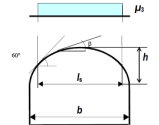
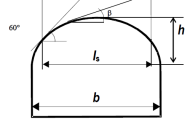
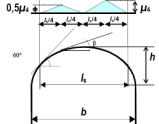
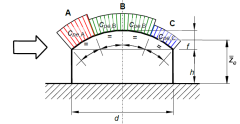
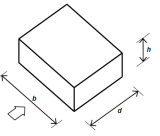
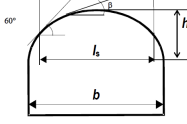
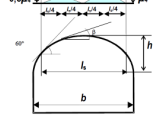
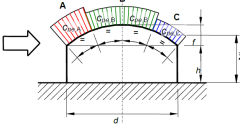
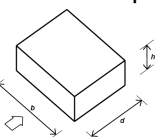
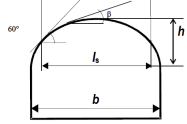
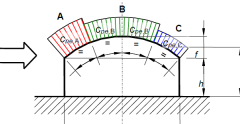
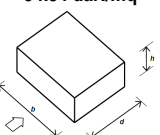
SEZIONI RETTANGOLARI

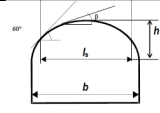
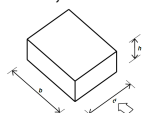
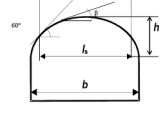
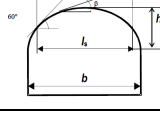
Codice	Base	H
1	0.160	0.800
2	0.320	0.120
5	0.440	0.140
7	0.140	0.160

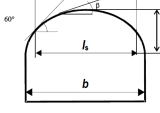
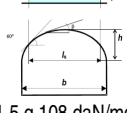
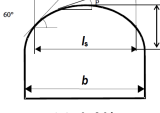
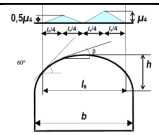
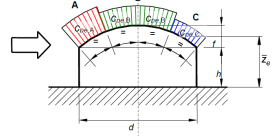
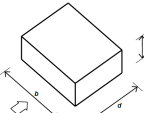
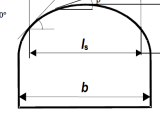
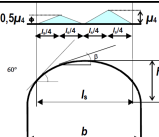
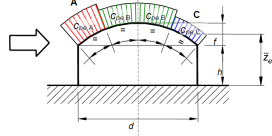
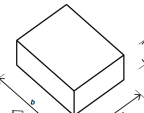
SEZIONI CIRCOLARI PIENE

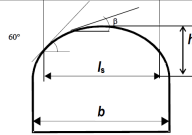
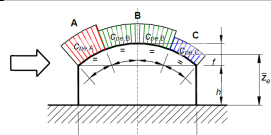
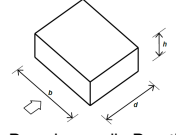
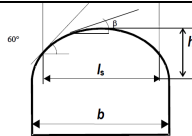
Codice	Diametro
3	0.024
4	0.020

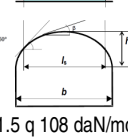
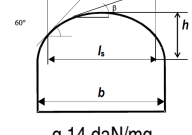
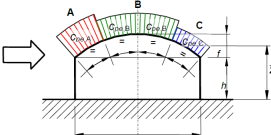
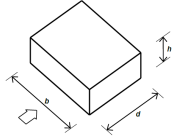
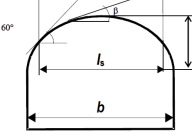
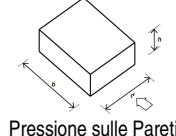
COMBINAZIONI DI CARICO

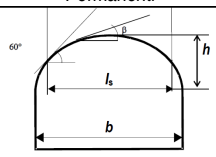
SLU				
N condizione	Permanenti	Neve	vento	sisma
SLU-01	 q 14 daN/mq 1.5	 1.5 q 108 daN/mq 1.5	0	0
SLU-02	 q 14 daN/mq 1.5	 1.5 (103,207)daN 1.5	 Pressione copertura A 51,84, B-104.50 C-41.80 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq 1.5x0.6	0
SLU-03	 q 14 daN/mq 1.5	 1.5 (103,207)daN 0.5x1.5	 Pressione copertura A 51,84, B-104.50 C-41.80 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq 1.5	0
SLU-04	 q 14 daN/mq 1.5	0	 Pressione copertura A 51,84, B-104.50 C-41.80 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq 1.5	0

N condizione	Permanenti	Neve	vento	sisma
SLU-05	 1.5 14 daN/m	0	Vento radente in copertura $wf = 4,18 \text{ daN/mq}$  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq 1.5	0
SLV	 	0	0	Ex Ez
SLV	 	0	0	Ey Ez

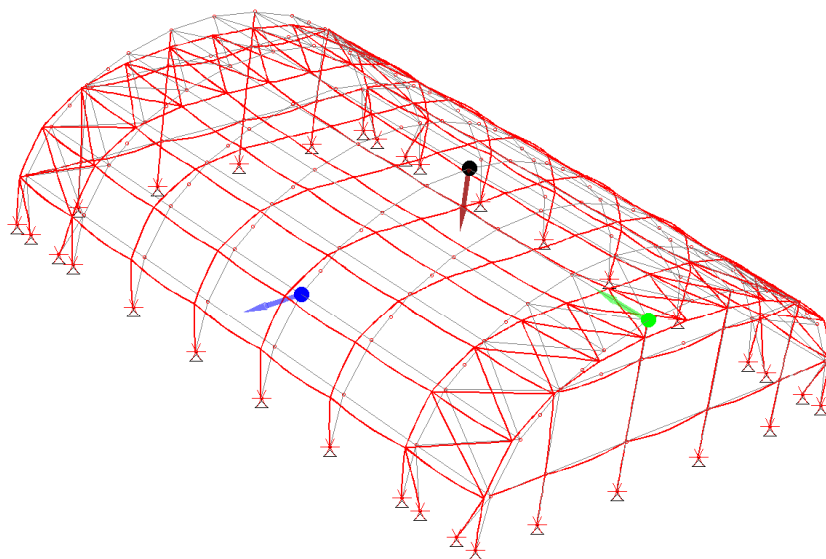
SLE RARA				
N condizione	Permanenti	Neve	vento	sisma
R-01	 q 14 daN/mq 1.0	 1.5 q 108 daN/mq 1.0	0	0
R-02	 q 14 daN/mq 1.0	 1.5 (103,207)daN 1.0	 Pressione copertura A 51,84, B-104.50 C-41.80 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq 1.0x0.6	
R-03	 q 14 daN/mq 1.0	 (103,207)daN 0.5x1.0	 Pressione copertura A 51,84, B-104.50 C-41.80 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq 1.0	

N condizione	Permanenti	Neve	vento	sisma
R-04	 q 14 daN/mq 1.0	0	 Pressione copertura A 51,84, B-104.50 C-41.80 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq 1.0	0
R-05	 q 14 daN/m 1.0	0	Vento radente in copertura wf = 4,18 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq 1.0	0

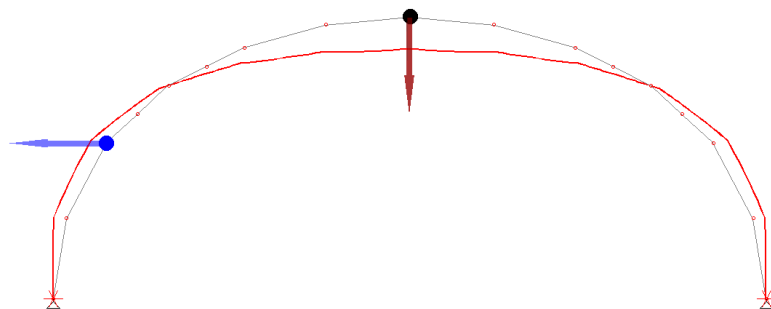
SLE FREQUENTE				
N condizione	Permanenti	Neve	vento	sisma
F-01	 q 14 daN/mq 1.0	 1.5 q 108 daN/mq 0.2	0	0
F-02	 q 14 daN/mq 1.0	0	 Pressione copertura A 51,84, B-104.50 C-41.80 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq 0.2	0
F-03	 q 14 daN/m 1.0	0	Vento radente in copertura wf = 4,18 daN/mq  Pressione sulle Pareti 75,24, -54,34, -33,44 daN/mq Pressione interna -54.34 daN/mq 0.2	0

SLE QUASI PERMANENTE/CALCOLO FUOCO				
N condizione	Permanenti	Neve	vento	sisma
QP-01/VVF	 q 14 daN/mq 1.0	0	0	0

DEFORMAZIONI CARATTERISTICHE (U.M. ml) SLE R-01



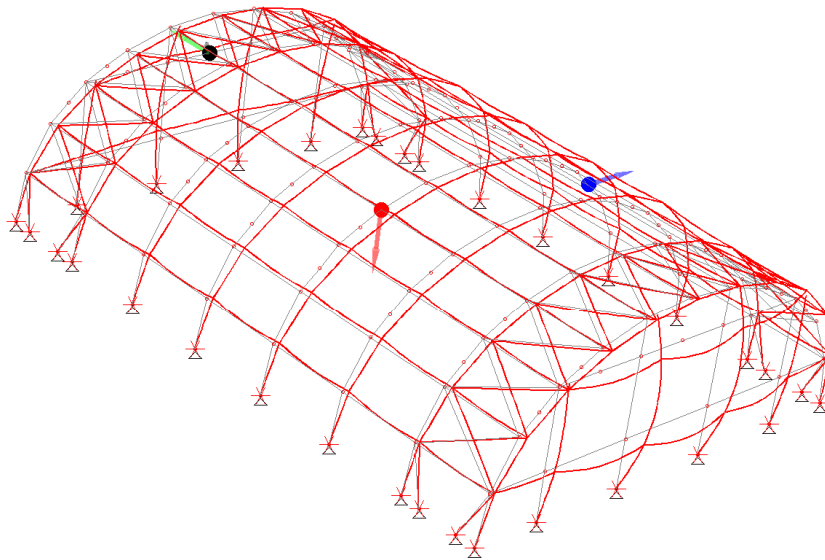
Prospettiva



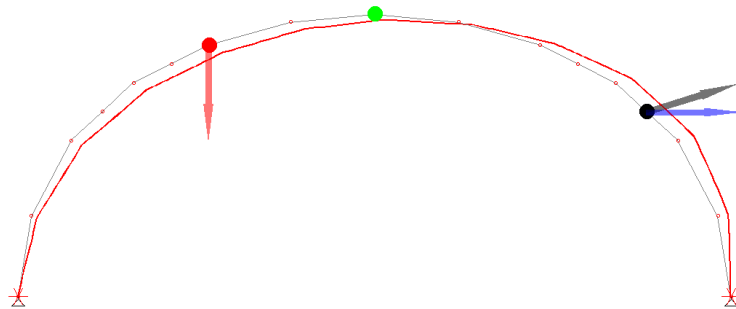
Sezione XZ

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 46 $d=0.0386$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$ $dz=-0.0386$
Direzione x: nodo 42 $dx=-0.0183$ $dy=-0.0000$ $dz=0.0039$
Direzione y: nodo 6 $dy=0.0006$ $dx=-0.0002$ $dz=-0.0171$
Direzione z: nodo 46 $dz=-0.0386$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$



Prospettiva



Sezione XZ

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

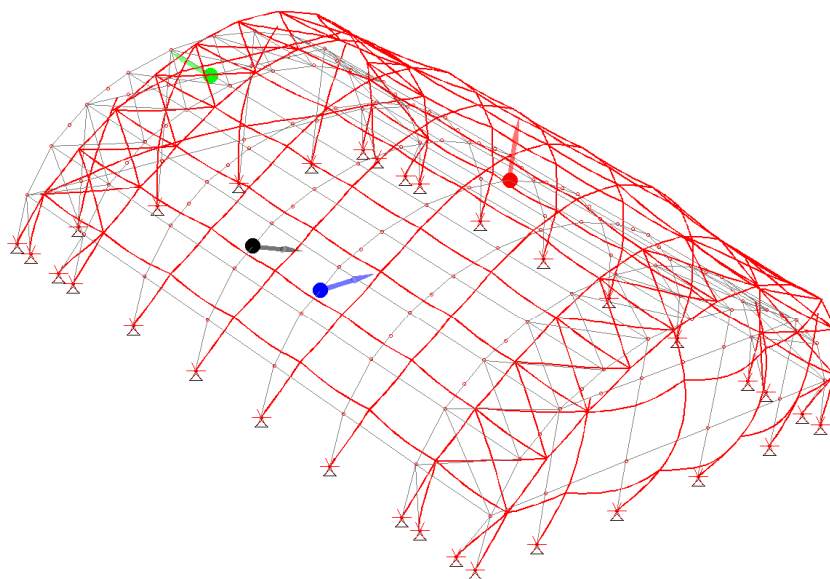
Massime deformazioni al nodo 140 $d=0.0231$ $dx=0.0133$ $dy=0.0180$ $dz=-0.0054$

Direzione x: nodo 157 $dx=0.0211$ $dy=-0.0000$ $dz=0.0065$

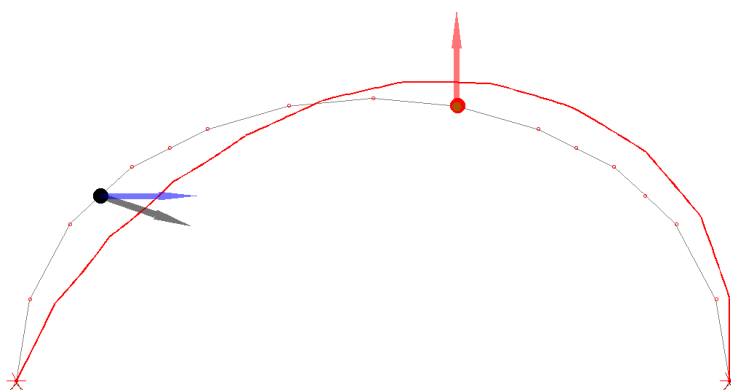
Direzione y: nodo 140 $dy=0.0180$ $dx=0.0133$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 44 $dz=-0.0089$ $dx=0.0174$ $dy=0.0000$

R03



Prospettiva



Sezione XZ

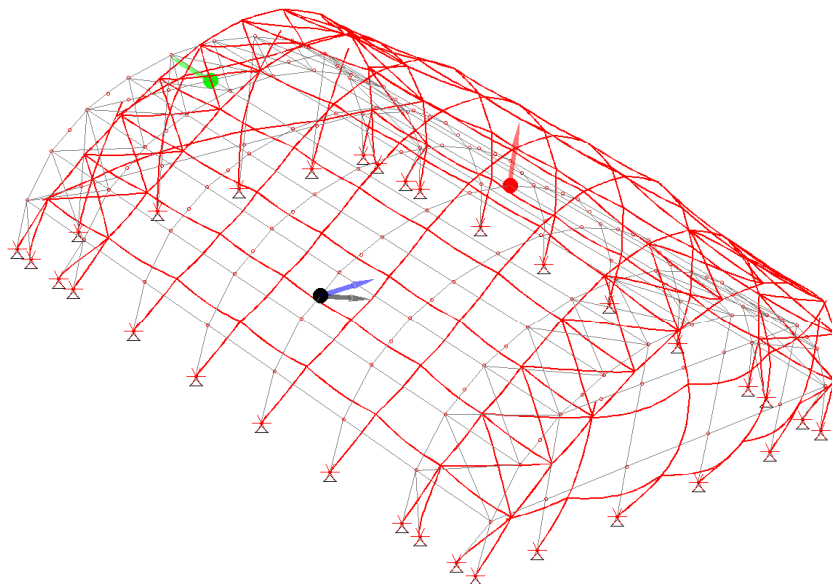
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 150 $d=0.0552$ $dx=0.0524$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0176$

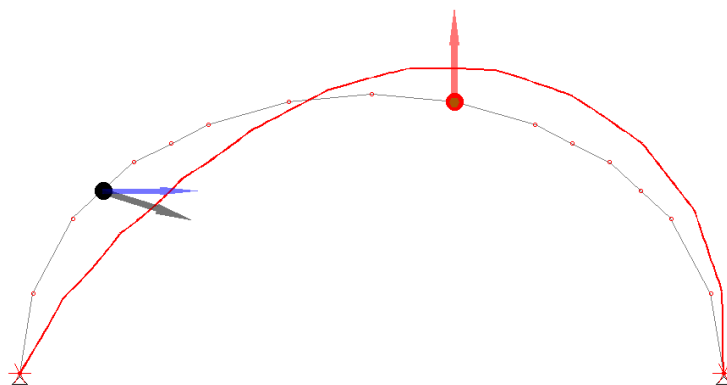
Direzione x: nodo 149 $dx=0.0524$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0176$

Direzione y: nodo 140 $dy=0.0303$ $dx=0.0324$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 47 $dz=0.0278$ $dx=0.0430$ $dy=-0.0001$



Prospettiva



Sezione XZ

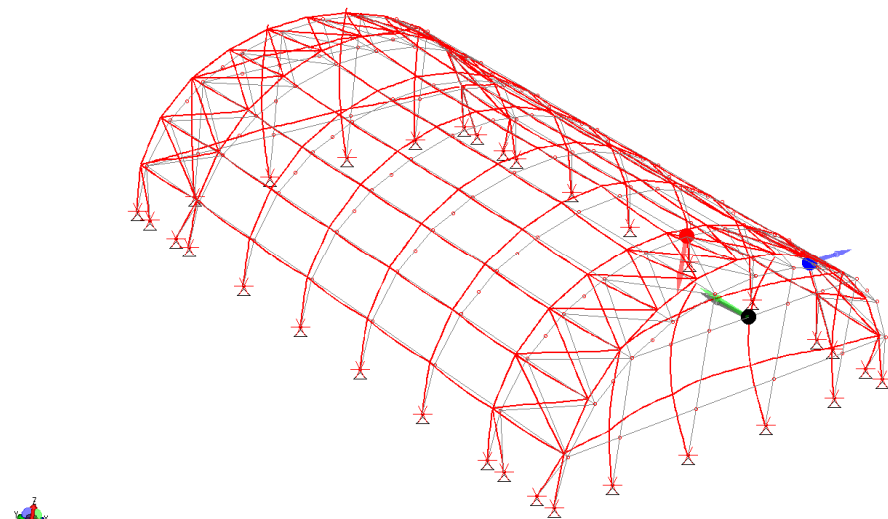
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 149 $d=0.0662$ $dx=0.0630$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0205$

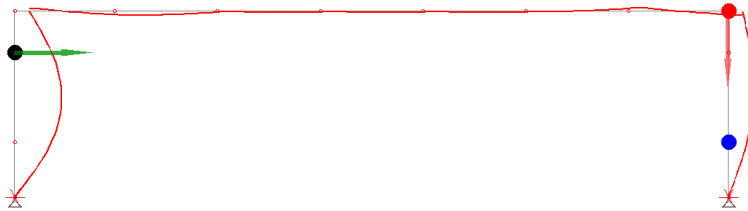
Direzione x: nodo 149 $dx=0.0630$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0205$

Direzione y: nodo 140 $dy=0.0303$ $dx=0.0368$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 47 $dz=0.0403$ $dx=0.0489$ $dy=-0.0001$



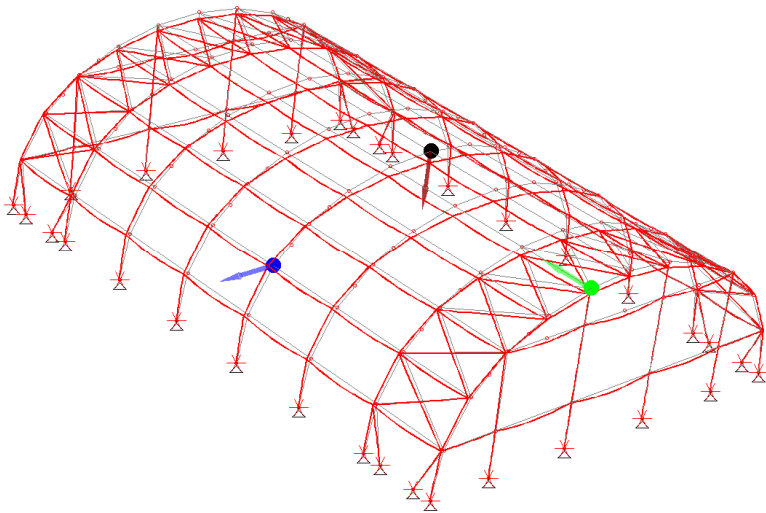
Prospettiva

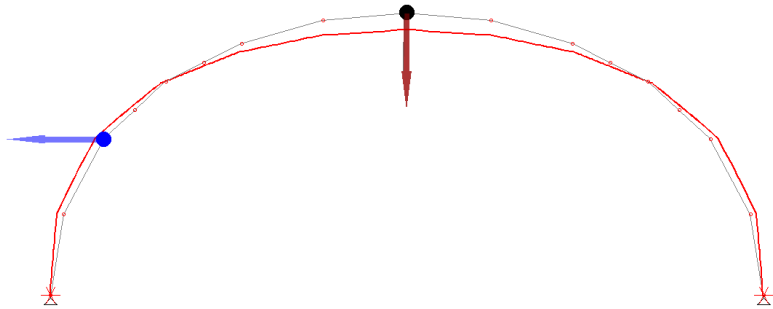


Sezione YZ

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 131 $d=0.0694$ $dx=0.0000$ $dy=0.0692$ $dz=-0.0054$
Direzione x: nodo 16 $dx=0.0064$ $dy=0.0160$ $dz=0.0010$
Direzione y: nodo 131 $dy=0.0692$ $dx=0.0000$ $dz=-0.0054$
Direzione z: nodo 20 $dz=-0.0123$ $dx=0.0000$ $dy=0.0374$


 Prospettiva


 Sezione XZ

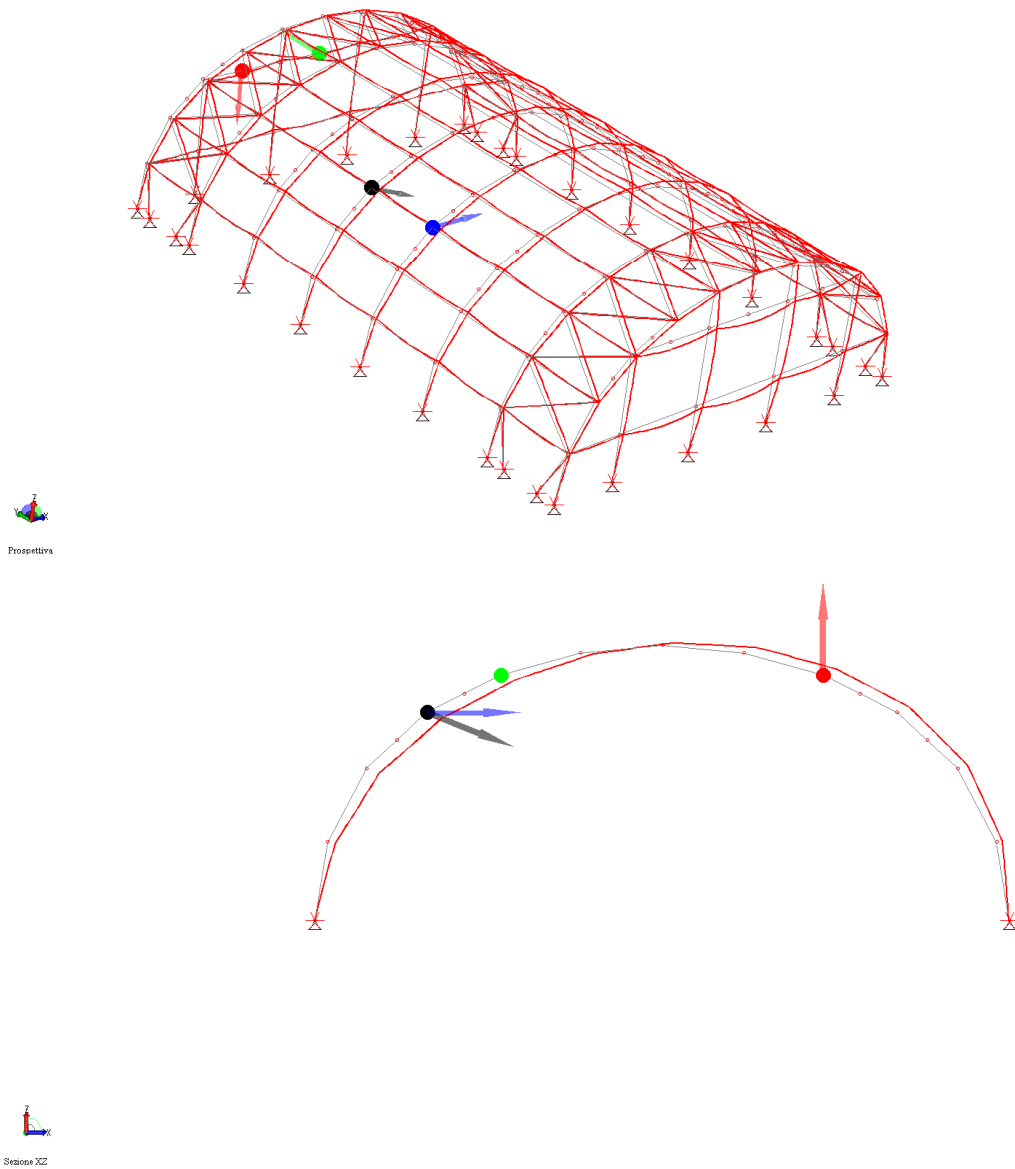
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 46 $d=0.0122$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$ $dz=-0.0122$

Direzione x: nodo 42 $dx=-0.0058$ $dy=-0.0000$ $dz=0.0012$

Direzione y: nodo 6 $dy=0.0002$ $dx=-0.0001$ $dz=-0.0058$

Direzione z: nodo 46 $dz=-0.0122$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$



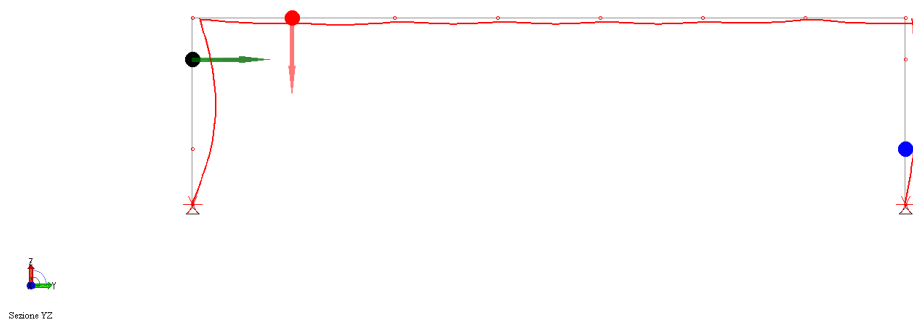
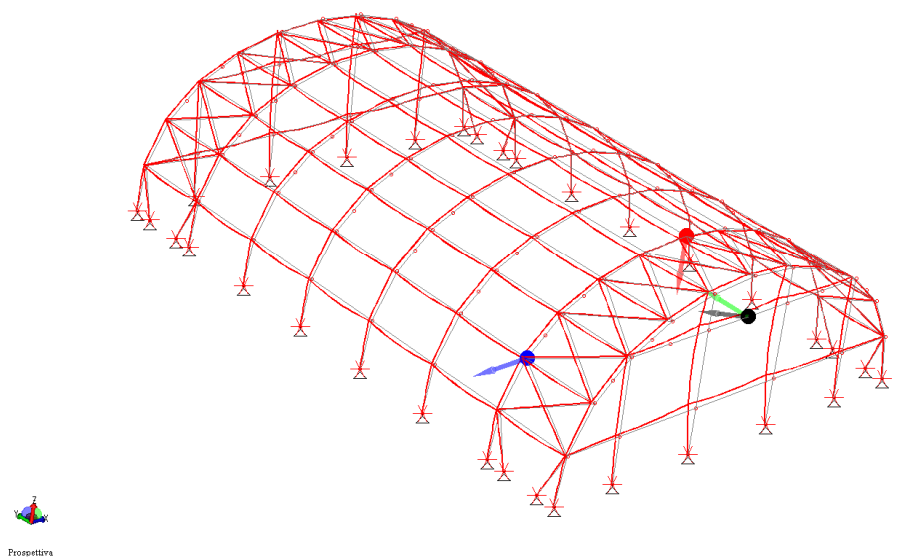
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 56 $d=0.0119$ $dx=0.0111$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0044$

Direzione x: nodo 43 $dx=0.0111$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0044$

Direzione y: nodo 140 $dy=0.0061$ $dx=0.0074$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 138 $dz=-0.0057$ $dx=0.0074$ $dy=0.0035$



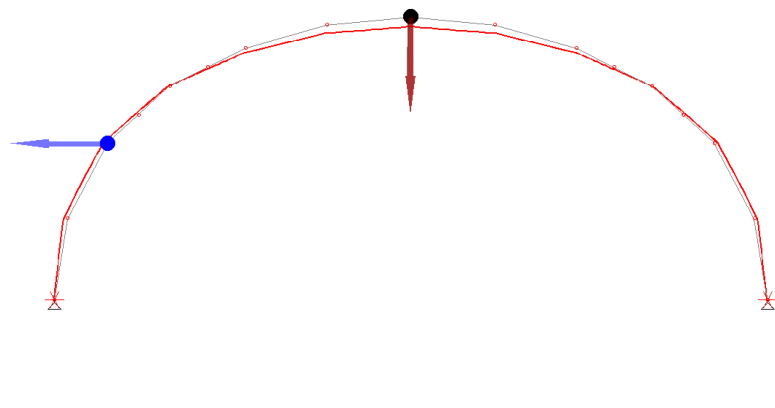
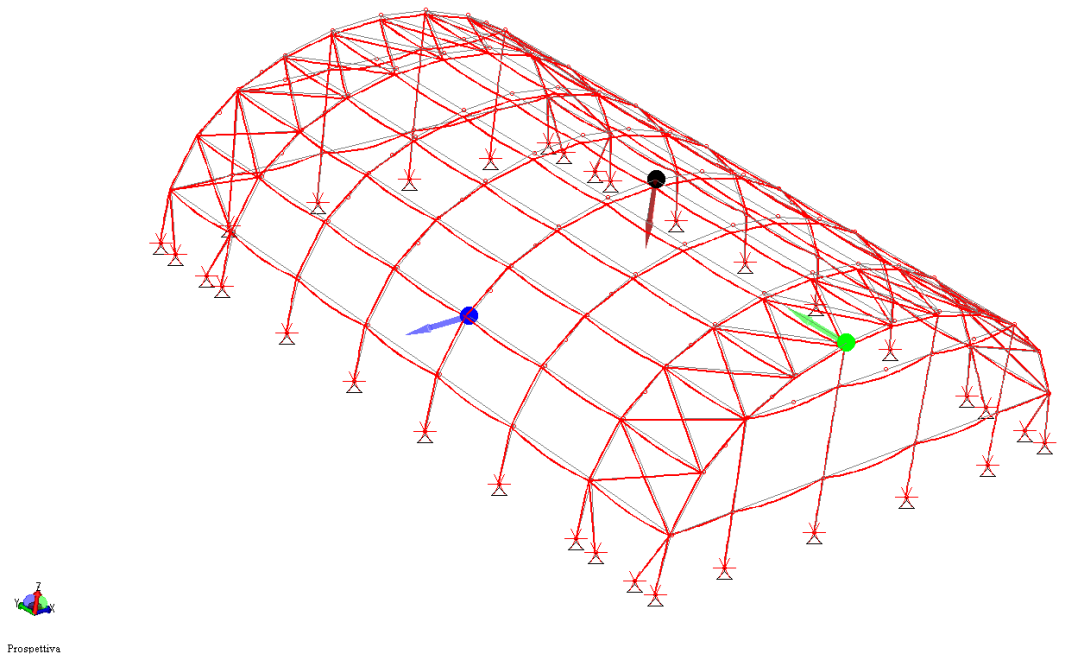
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 131 $d=0.0150$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0140$ $dz=-0.0054$

Direzione x: nodo 24 $dx=-0.0031$ $dy=0.0033$ $dz=0.0005$

Direzione y: nodo 131 $dy=0.0140$ $dx=-0.0000$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 20 $dz=-0.0064$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0077$

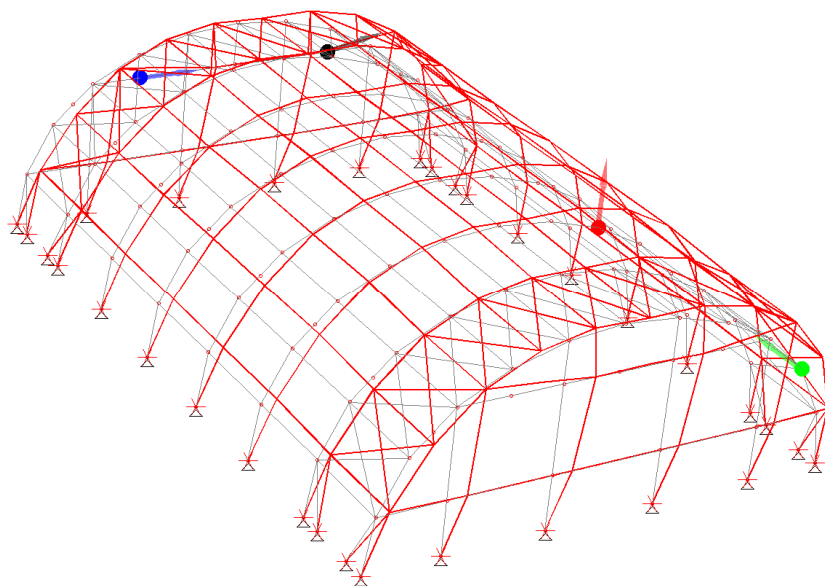


Massime deformazioni tra i nodi visibili:

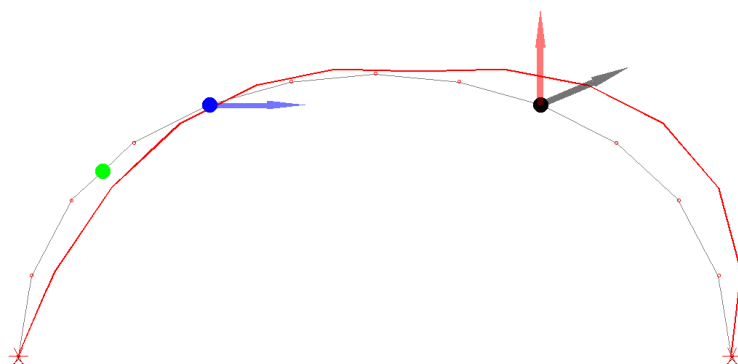
Massime deformazioni al nodo 46 $d=0.0056$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$ $dz=-0.0056$
Direzione x: nodo 42 $dx=-0.0026$ $dy=0.0000$ $dz=0.0005$
Direzione y: nodo 6 $dy=0.0001$ $dx=-0.0000$ $dz=-0.0030$
Direzione z: nodo 46 $dz=-0.0056$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$

SLV-02 involucro dinamici slu Effetto comb. Sismi in X e Z

Prospettiva



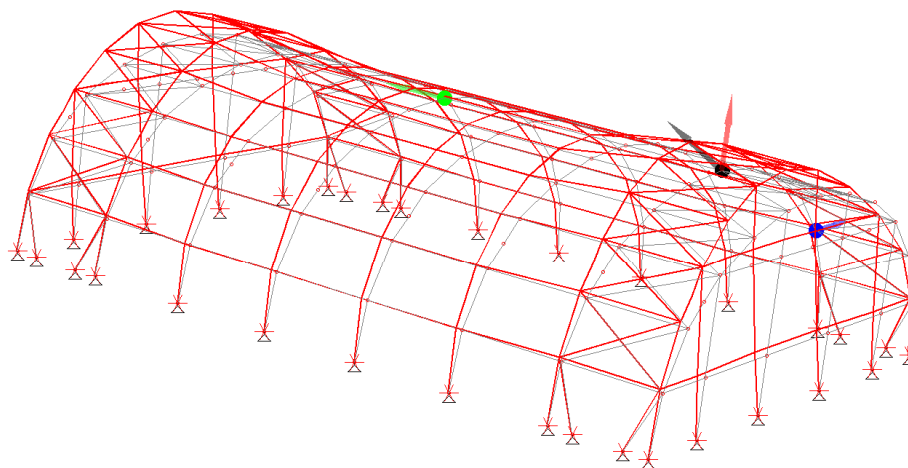
Sezione XZ



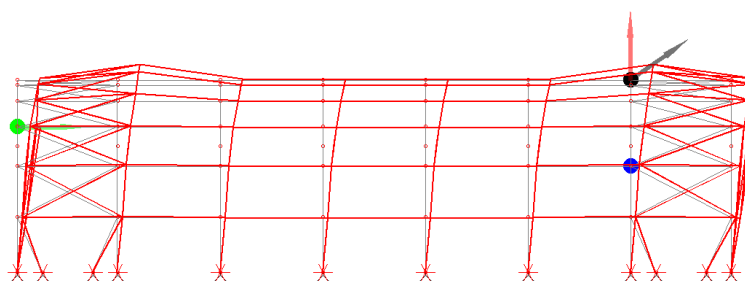
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 142 $d=0.0389$ $dx=0.0381$ $dy=0.0002$ $dz=0.0077$
Direzione x: nodo 138 $dx=0.0381$ $dy=0.0002$ $dz=0.0077$
Direzione y: nodo 11 $dy=0.0003$ $dx=0.0259$ $dz=0.0082$
Direzione z: nodo 35 $dz=0.0150$ $dx=0.0351$ $dy=0.0002$

SLV-02 involucro dinamici slu Effetto comb. Sismi in Y e Z



Prospettiva



Destra

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 20 $d=0.0442$ $dx=0.0001$ $dy=0.0393$ $dz=0.0203$

Direzione x: nodo 16 $dx=0.0100$ $dy=0.0130$ $dz=0.0020$

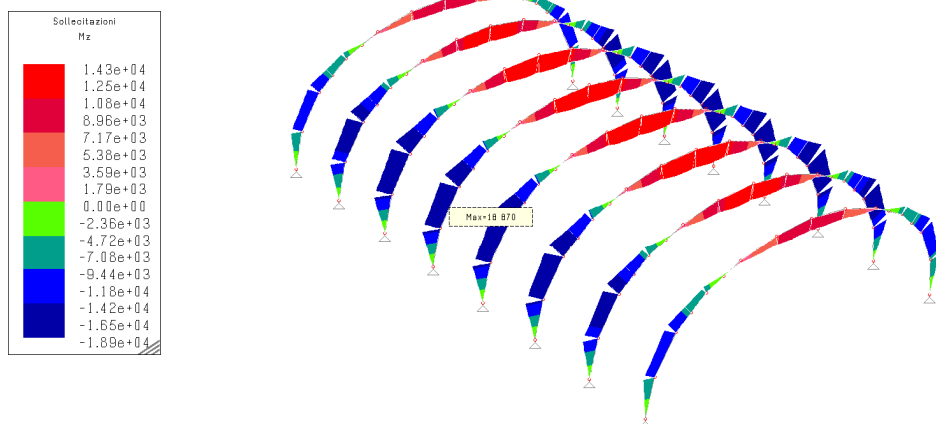
Direzione y: nodo 59 $dy=0.0395$ $dx=0.0000$ $dz=0.0021$

Direzione z: nodo 20 $dz=0.0203$ $dx=0.0001$ $dy=0.0393$

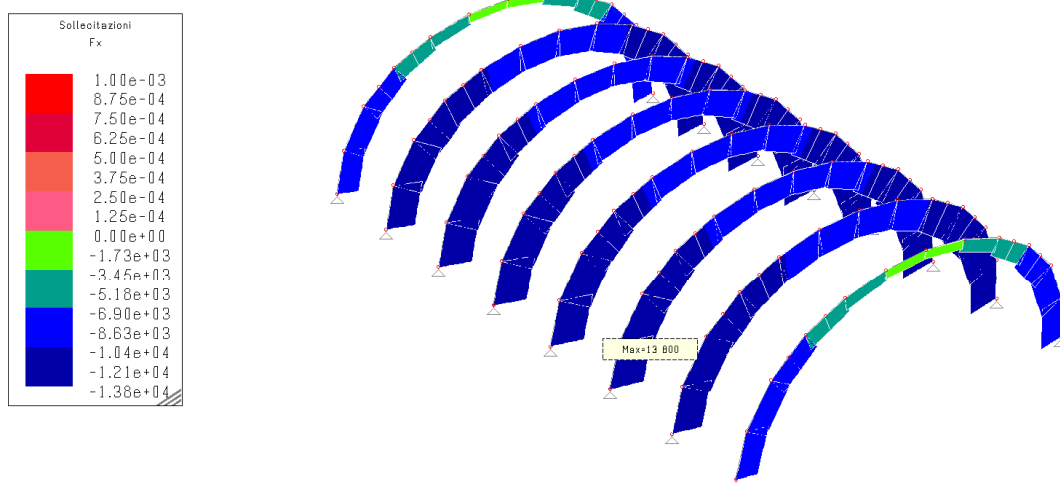
SOLLECITAZIONI (U.M. daN e daNxml)

Nelle rappresentazioni grafiche di seguito vengono adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

SLU-01

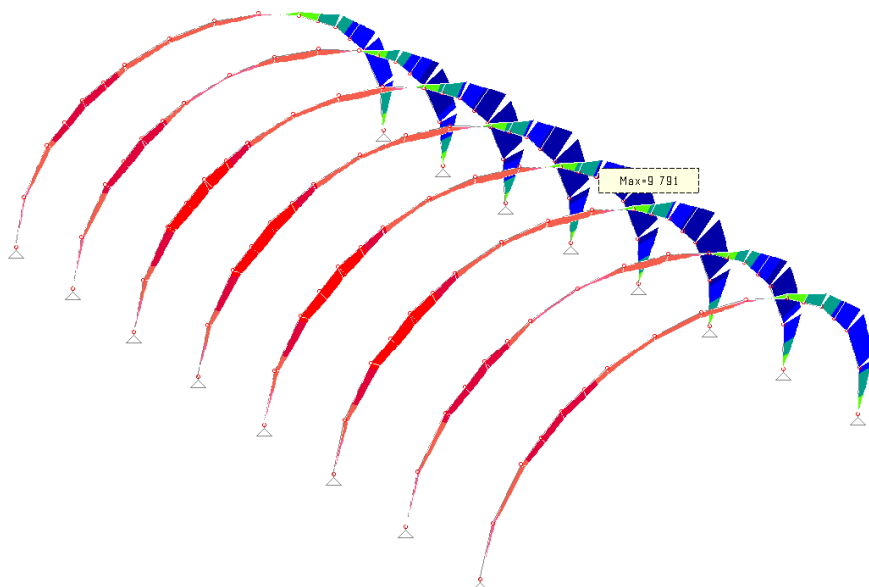
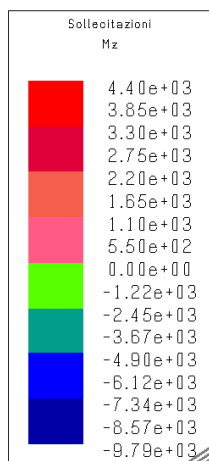


Prospettiva

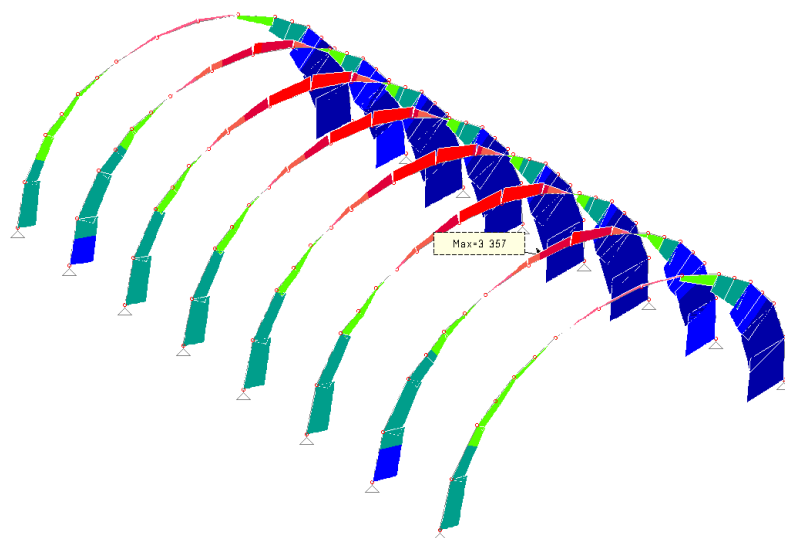
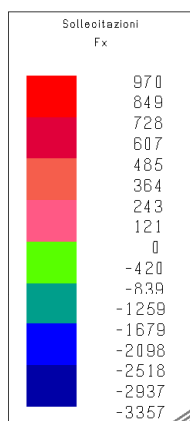


Prospettiva

SLU-02

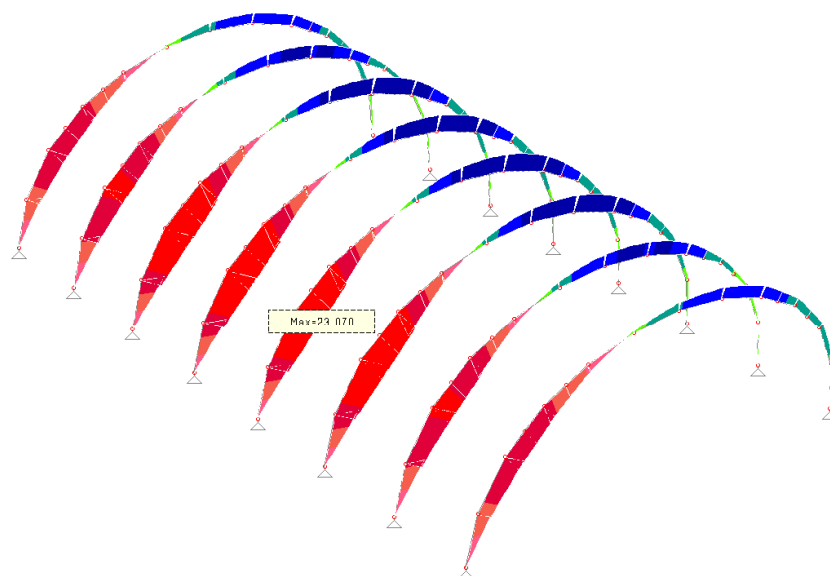
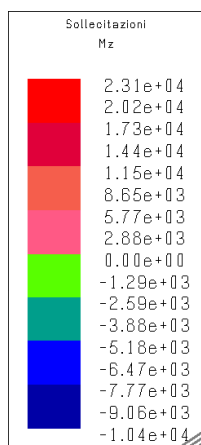


Prospettiva

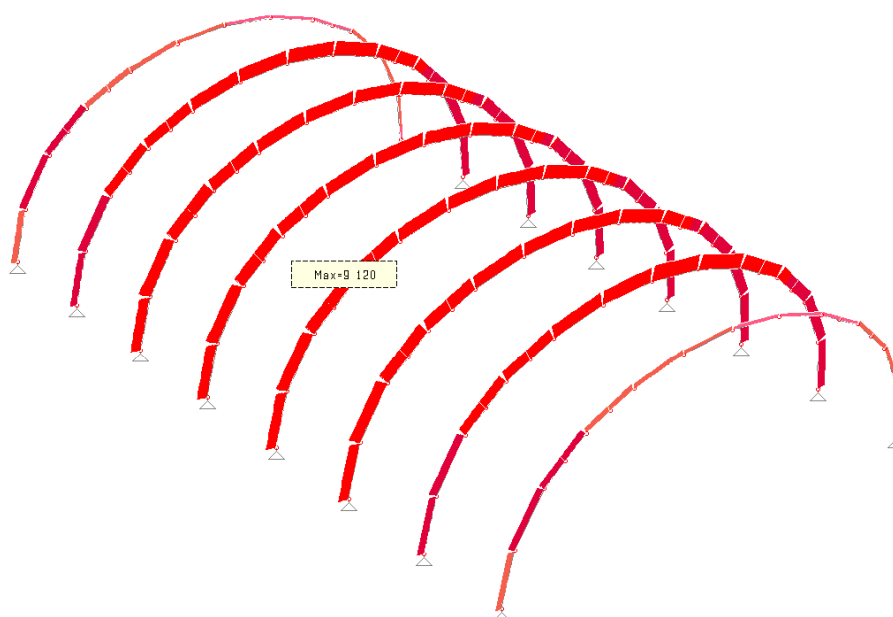
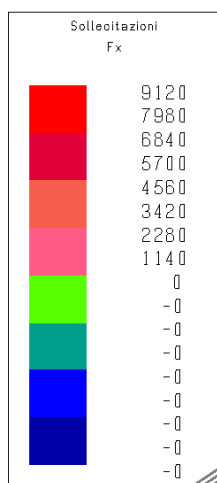


Prospettiva

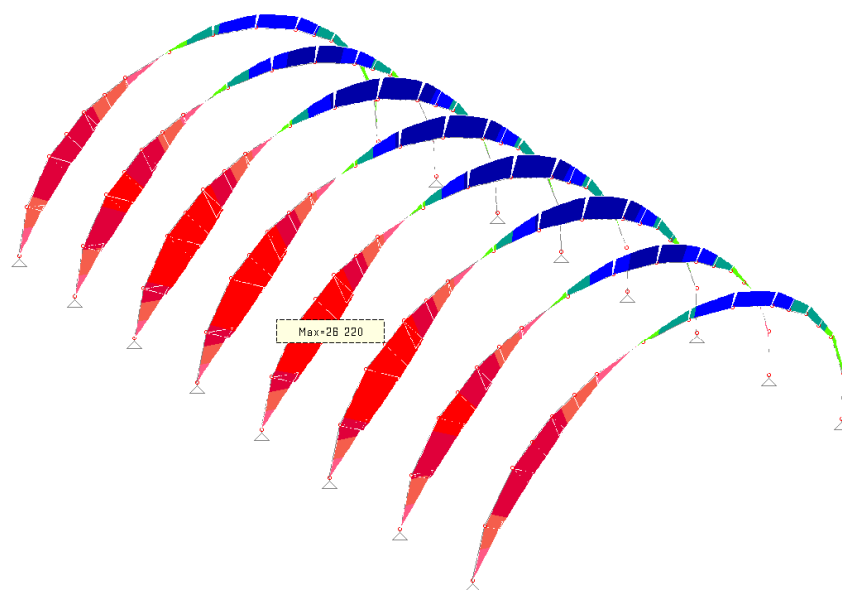
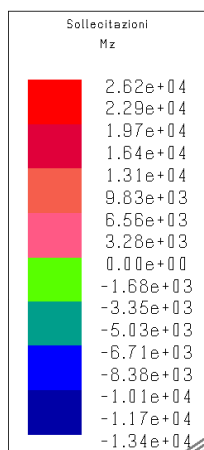
SLU-03



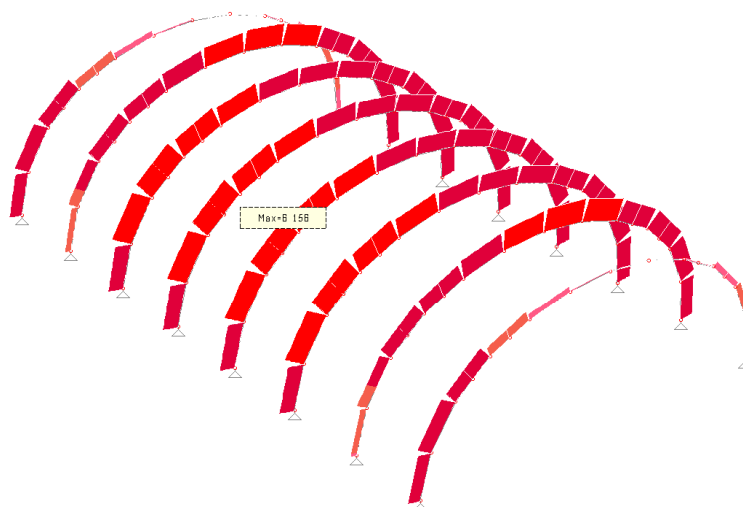
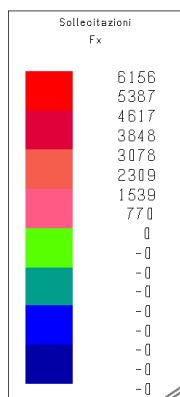
Prospettiva



Prospettiva

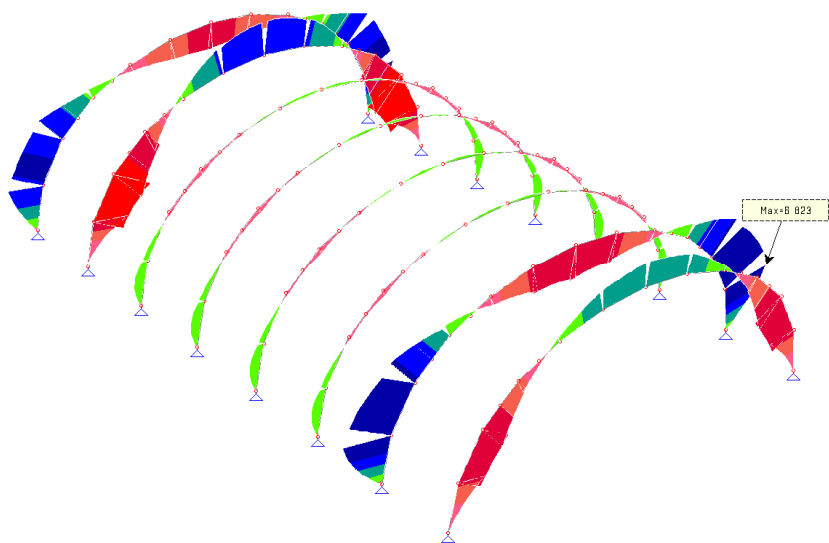
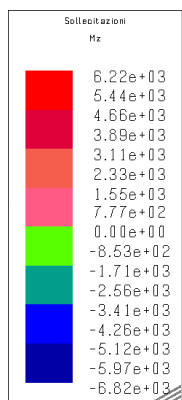


Prospettiva

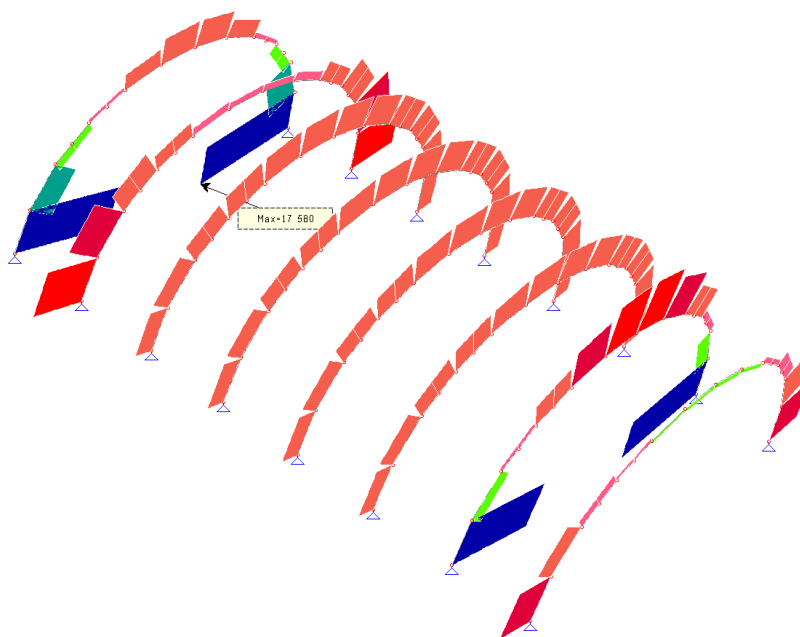
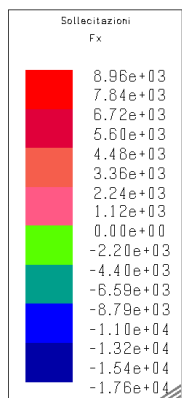


Prospettiva

SLU-05

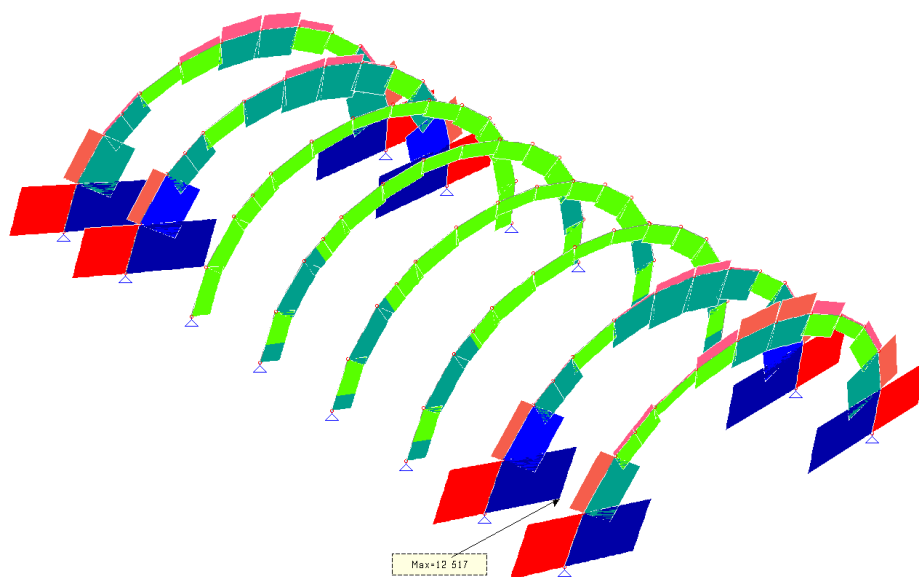
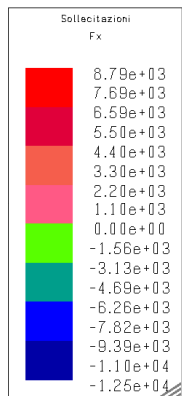


Prospettiva

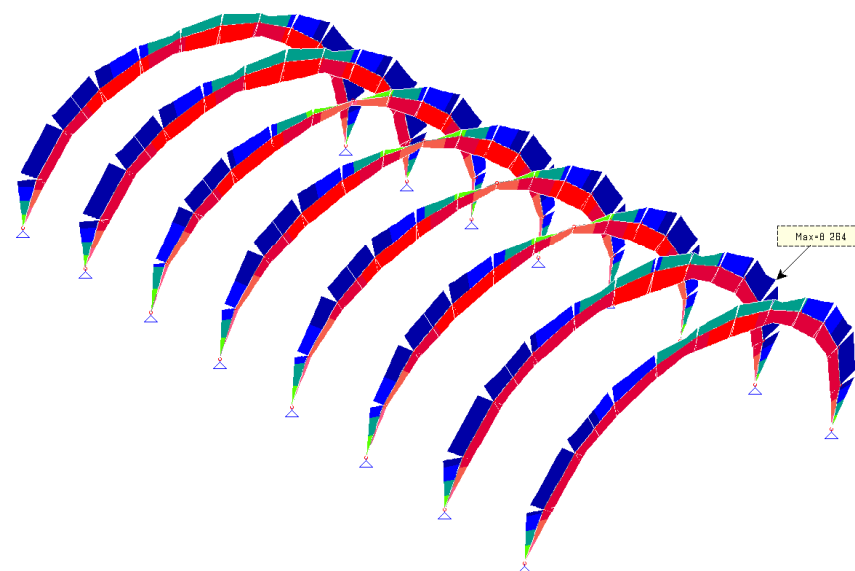
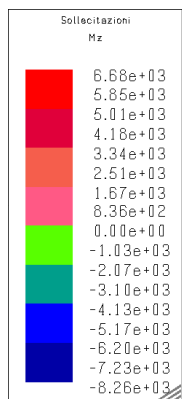


Prospettiva

SLV involuppi analisi Dinamica



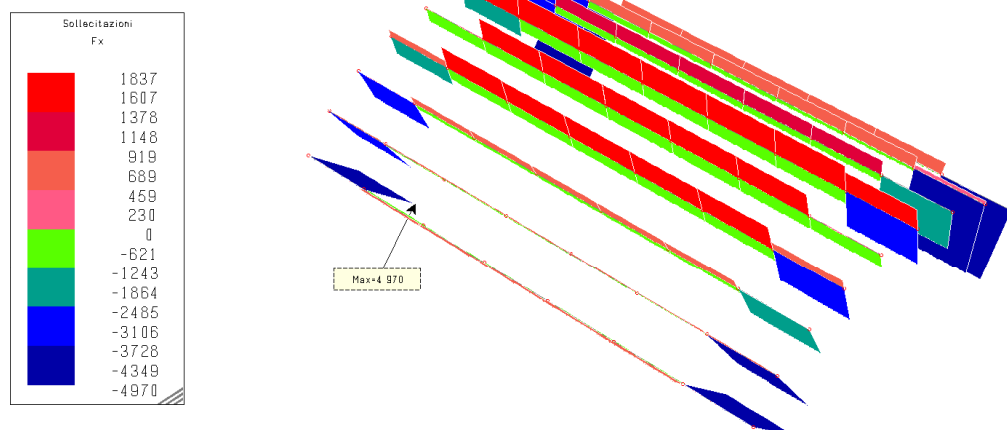
Prospettiva



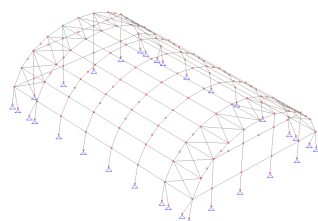
Prospettiva

ARCARECCHI

INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE

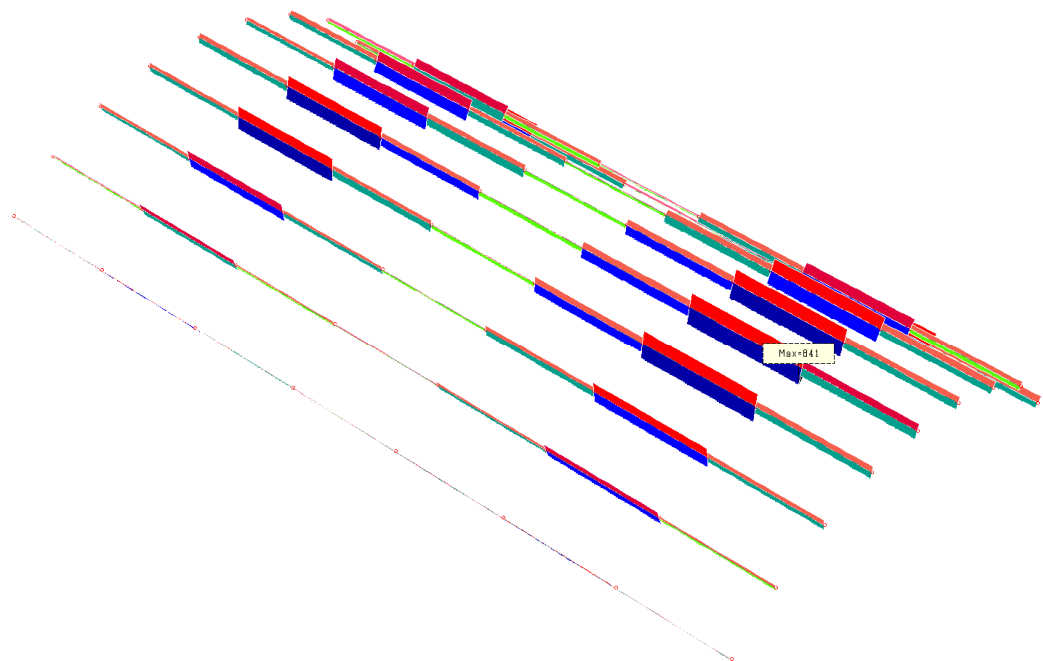
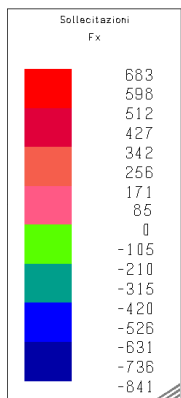


Prospettiva



Prospettiva

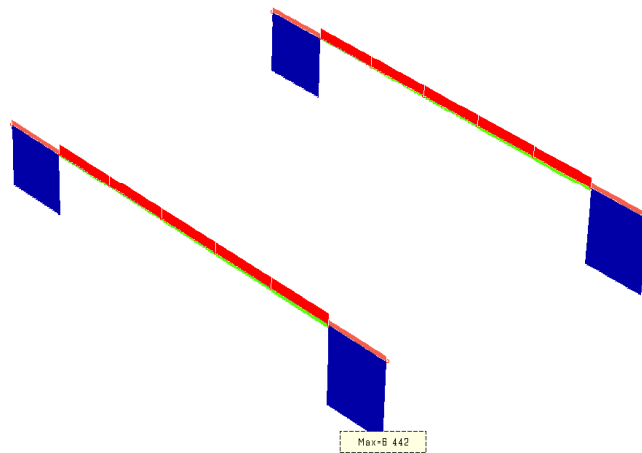
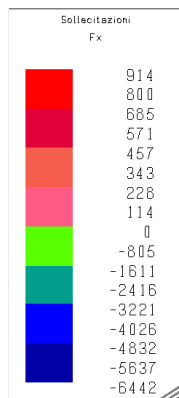
INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE



Prospettiva

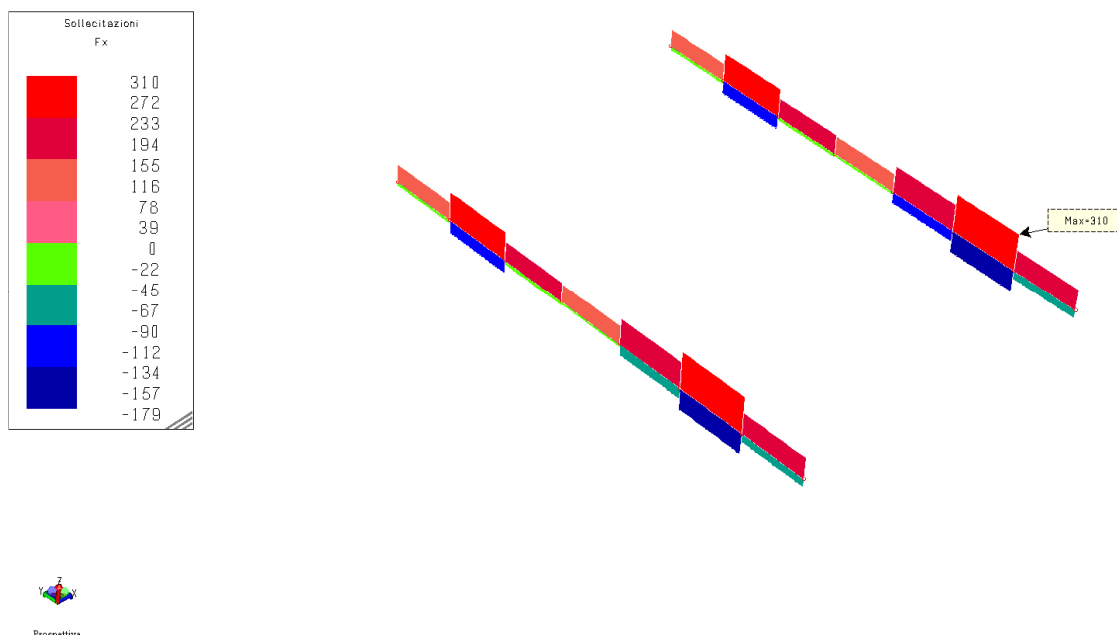
BANCHINA

INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE



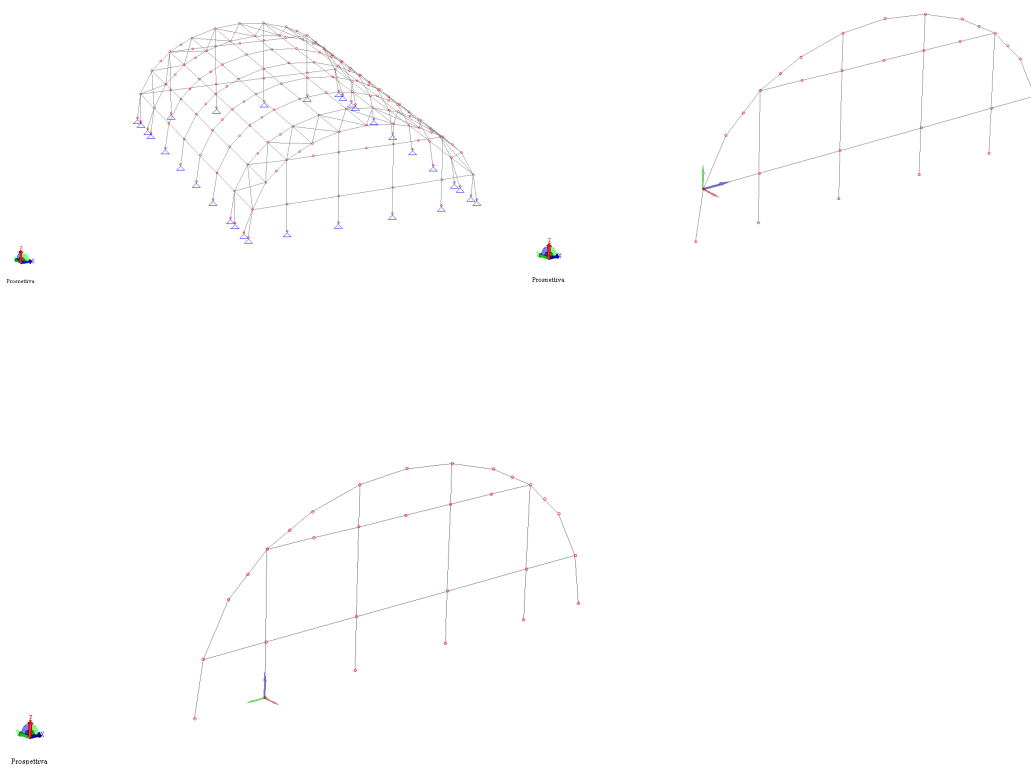
Prospettiva

INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

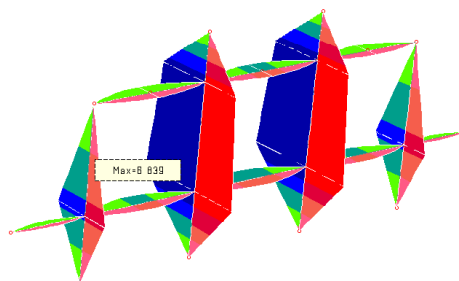
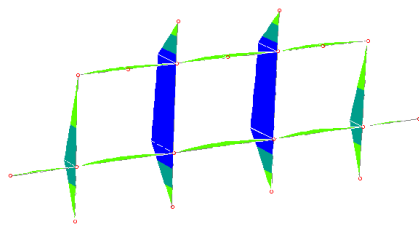
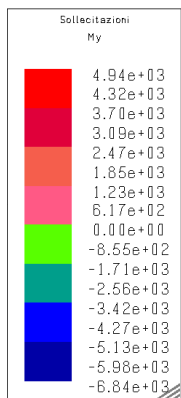


TELAI DI TESTATA

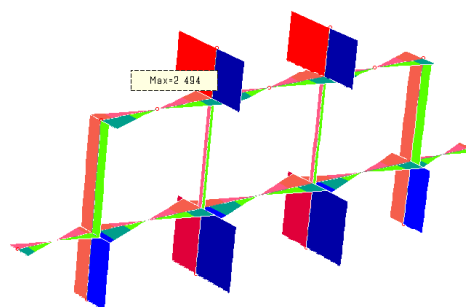
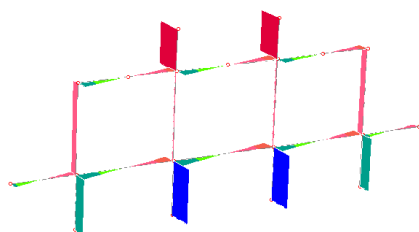
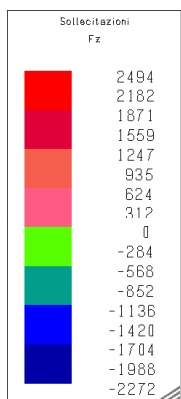
SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALE



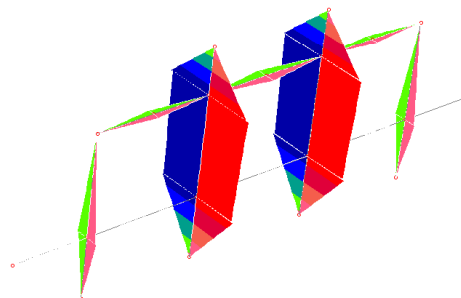
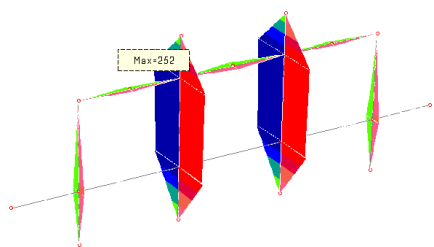
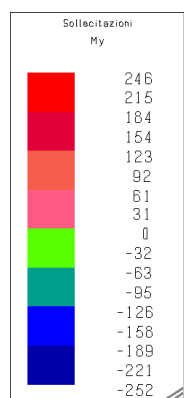
INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE



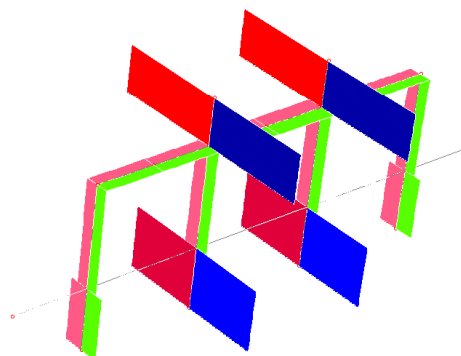
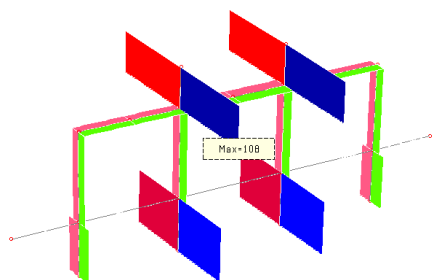
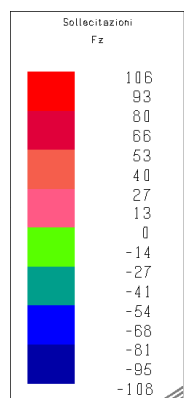
Prospettiva



INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE



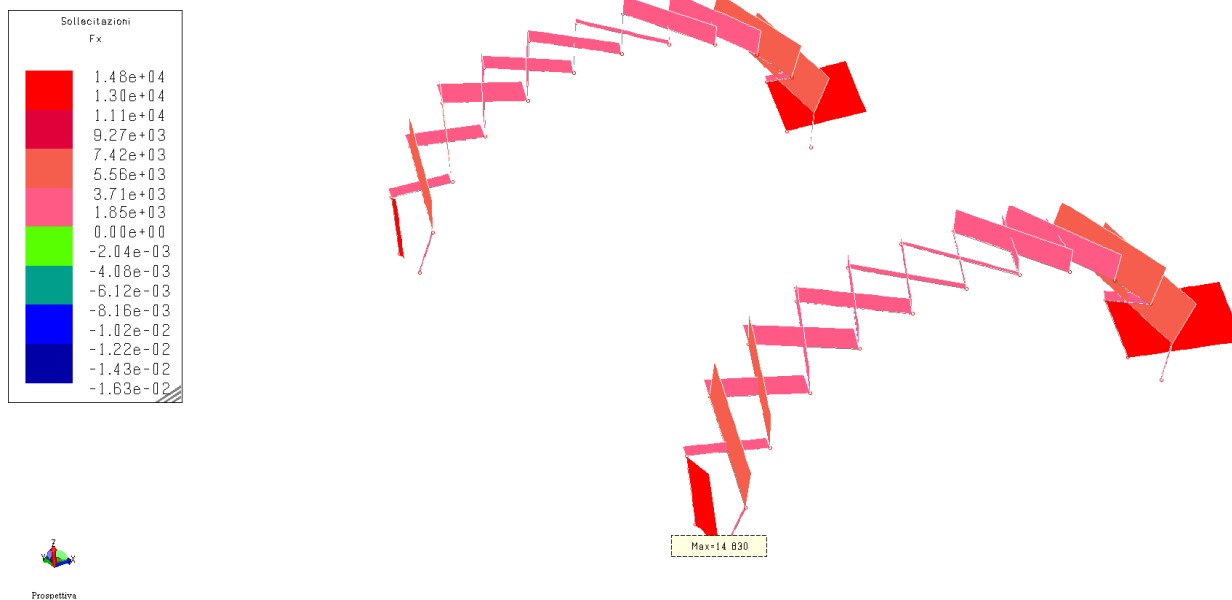
Prospettiva



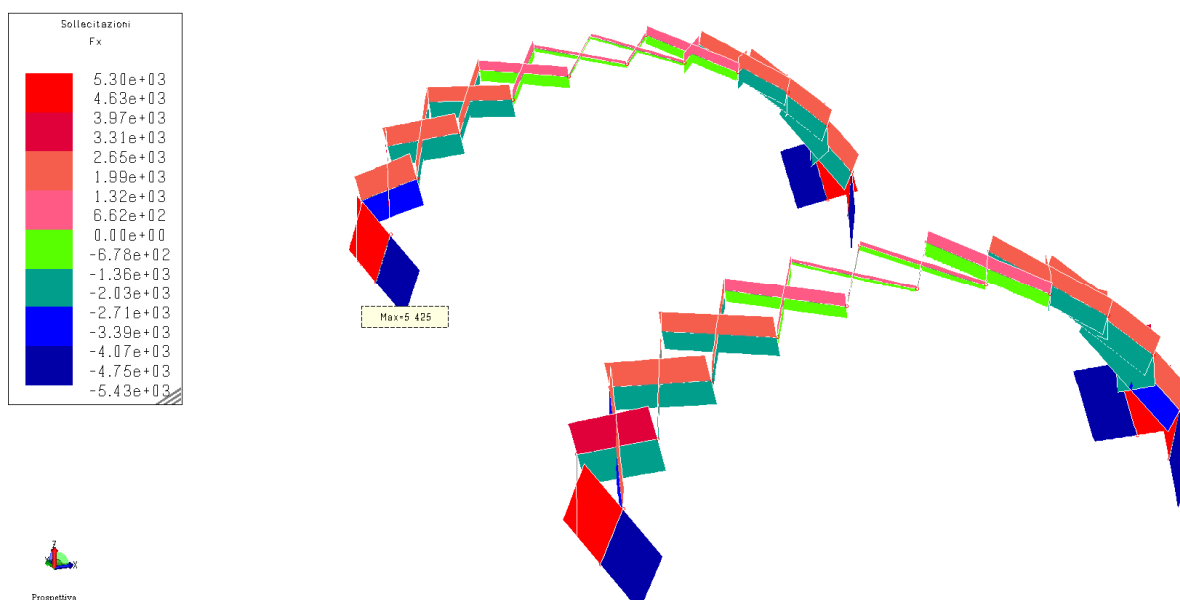
Prospettiva

CROCI DI SANT'ANDREA daN

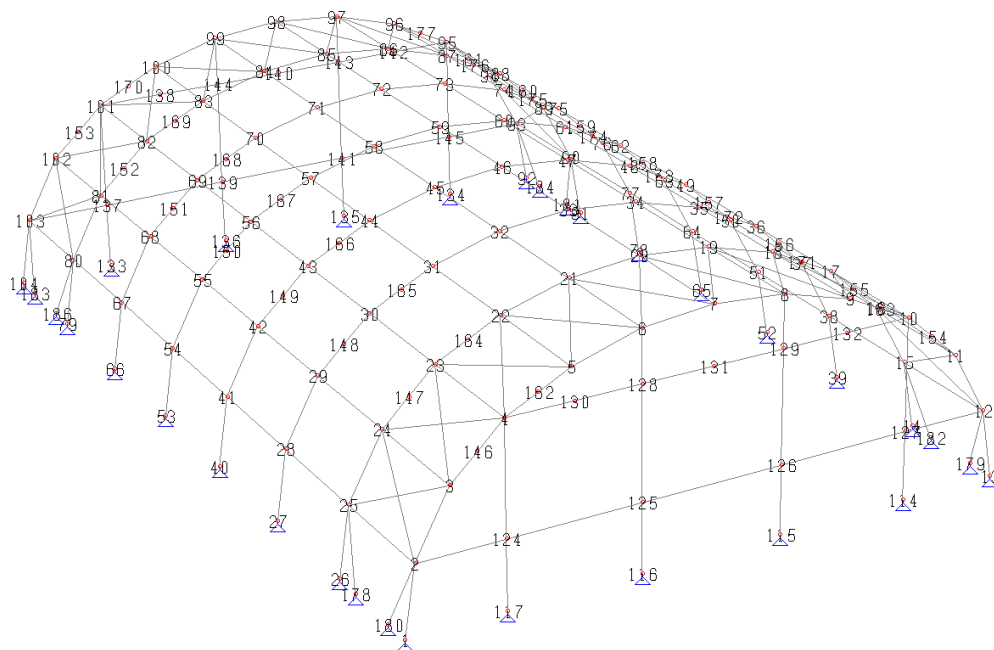
INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE



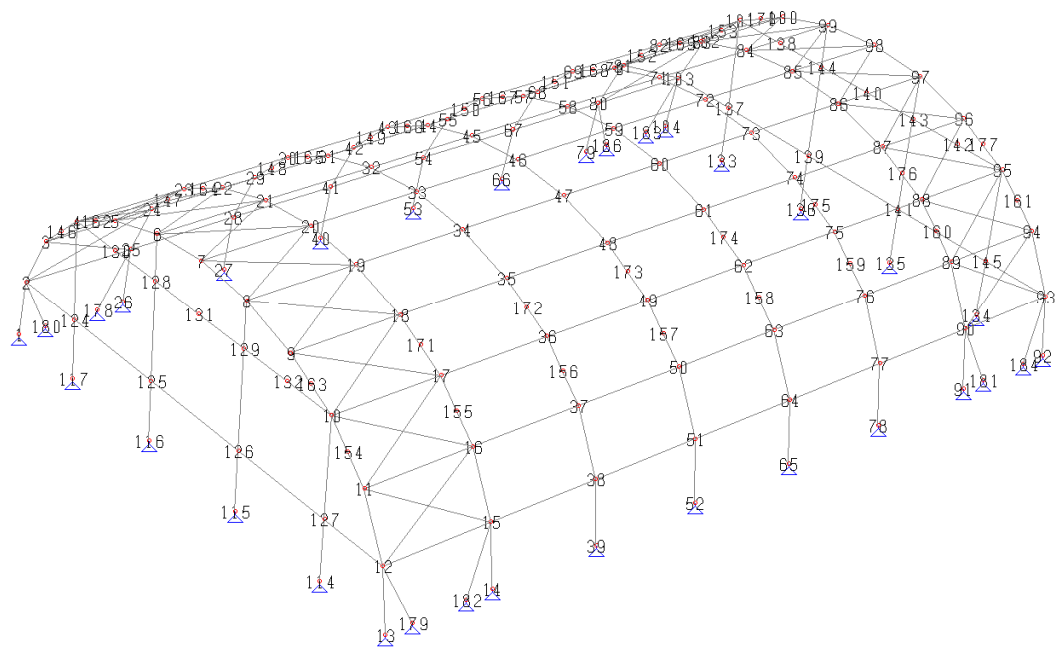
INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE



REAZIONI VICOLARI (U.M. daN)



Prospettiva



Prospettiva

ANALISI STATICA

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
27	4	-7.52E+03	3.00E+00	-2.69E+03
27	1	7.19E+03	-4.07E-01	1.21E+04
178	5	-2.18E+03	-6.07E+03	-1.34E+04
116	3	-2.72E+01	1.64E+03	5.39E+02
104	5	5.15E+03	-2.32E+02	1.70E+04

ANALISI DINAMICA

Nome dell'archivio di lavoro
 Intestazione del lavoro
 Tipo di struttura
 Tipo di analisi
 Tipo di soluzione
 Unità' di misura delle forze
 Unità' di misura delle lunghezze
 Normativa
 Spettro sismico locale

PIGAL-SISMICO

ANALISI SISMICA

Nello Spazio
 Statica e Dinamica
 Lineare
 daN
 m
 NTC-2018

Località
 Spettro di risposta

REGGIO EMILIA PIGAL
 Stato limite ultimo SLV

STATO LIMITE ULTIMO

Fattore di comportamento q per sisma orizzontale

qor=1.33

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale

0

Sisma verticale

Presente

Fattore di comportamento qv per sisma verticale per SLV

1

Combinazione dei modi

CQC

Combinazione componenti azioni sismiche

$\sqrt{(EX^2 + EZ^2)}$; $\sqrt{(EY^2 + EZ^2)}$

λ

0.3

μ

0.3

Nodo	N° Combinazione di carico	Descrizione	Azione sismica	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]
104	1	Dinamica	-0.3 EX - EY - 0.3 EZ	1670.11	-63.8999	12665.9
26	1	Dinamica	0.3 EX + EY + 0.3 EZ	-3131.92	31.0579	-8874.15
79	1	Dinamica	0.3 EX + EY - 0.3 EZ	4701.49	65.6741	12269.6
91	1	Dinamica	-0.3 EX + EY - 0.3 EZ	-4692.55	62.5034	12269.3
159	1	Dinamica	-0.3 EX - EY - 0.3 EZ	868.329	-2418.78	5326.74
160	1	Dinamica	0.3 EX + EY + 0.3 EZ	864.3	2407.6	5292.36

- l) Il calcolo strutturale e le verifiche degli elementi strutturali ai sensi delle vigenti norme sono condotte mediante l'ausilio del software "MASTERSAP", distribuito da AMV s.r.l. Via San Lorenzo, 106 34077 Ronchi dei Legionari (GO). Il solutore ad elementi finiti utilizzato è "Life 1.2" della stessa software house. Entrambi i software utilizzati sono corredati di documenti di validazione, che sono stati debitamente analizzati. Sono state inoltre condotte diffuse verifiche a campione per la verifica dei risultati utilizzando controlli manuali.
- m) Si schematizza il comportamento in esercizio del palo caricato ad una estremità con una forza di taglio ed un momento con una trave su suolo elastico (si ipotizza il terreno come mezzo alla Winkler). Si calcola la rigidezza delle molle equivalenti con il metodo proposto da Bowles (Fondazioni, progetto e analisi).

Per le verifiche di sicurezza agli SLU delle fondazioni si è utilizzato l'approccio 2 per cui si adotta un unico gruppo di combinazione

A1+M1+R3

Tabella 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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

1. DOCUMENTO DI SINTESI

1.1 SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE¹

L'intervento prevede la costruzione di una copertura ad archi in legno lamellare di dimensione in pianta ml 38,00x27,50 impiegata per coprire un campo da gioco polivalente. La altezza del sistema costruttivo è 11,00 ml circa misurata al centro degli archi in legno lamellare nel punto più alto al relativo estradosso.

La copertura ad archi in legno lamellare è costituita da una struttura portante principale composta da arcate e da puntoni di collegamento realizzati anch'essi in legno lamellare dimensionata in funzione dei calcoli strutturali quindi dei carichi propri permanenti ed accidentali quali, neve, vento e azione sismica, anche se questo particolare tipo di struttura è

¹ Il presente elaborato contiene una sintesi delle principali fasi conoscitive, valutazioni e decisioni che hanno caratterizzato il percorso progettuale. Esso ha lo scopo di agevolare l'interpretazione e la verifica del progetto, sia ad opera delle figure preposte al controllo, sia a soggetti diversi dal progettista, che intervengono nel processo costruttivo (D.L., collaudatore, costruttore, etc.) e nell'uso della costruzione (committente, gestore, utilizzatore, etc.).

intrinsecamente poco sensibile agli effetti del sisma vista la ridottissima massa che il terremoto è in grado di movimentare nel piano orizzontale. Sarà invece curato il dimensionamento rispetto alle altre azioni ambientali quali neve e vento nonché all'azione fuoco in quanto la normativa di prevenzioni incendi prevede una resistenza al fuoco della struttura linea pari minimo a 15 minuti.

L'orditura principale è composta da archi in legno lamellare a sezione rettangolare GL28H piallato e incollato. Gli archi in legno verranno posti ad un interasse di 5,60 ml. La prima e ultima campata dovranno essere controventate con un sistema di tiranti/puntoni in acciaio zincato S355 JR in tondi del diametro di 22 mm che verranno fissati al cordolo perimetrale di fondazione con piastre in acciaio zincato S275 JR. Sui lati lunghi della struttura è posta una trave di banchina in legno lamellare GL24H della sezione 32xH12 all'altezza di circa 3,00 ml da terra sulla quale poter ancorare il telo di copertura in pvc. Gli arcarecci e il colmo sez 12xh16 cm in legno lamellare GL24H della struttura ad archi verranno coperti esternamente con una doppia membrana a forma semicilindrica chiusa alle due estremità da due telai in legno lamellare. Le chiusure dei vuoti dei telai di estremità saranno realizzate con telo in PVC..

Il sistema di fondazioni sarà costituito da 16 plinti a forma triangolare ciascuno su tre pali trivellati del diametro nominale di 250 mm collegati in sommità da un cordolo in cls armato della sezione di 25xh60 cm a delimitazione della pista polivalente. I due telai di testata avranno un sistema di fondazione su semplici plinti quadrati di dimensioni 150x150h50 cm in appoggio sul terreno. I pali assolvono la funzione di assorbire le spinte a vuoto degli archi in legno lamellare e il taglio generato dalle azioni orizzontali quali la spinta del vento e il sisma.

1.2 CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE²

La struttura è adibita ad impianto sportivo di esercizio.

Tipo dell'opera:	3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati
Vita nominale:	VN =	50 anni
Classe d'uso:	IV	costruzioni strategiche
Coefficiente d'uso:	CU =	2,0
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR =	200 anni
Categoria del sottosuolo		analisi sismica locale
Zona sismica	3	
Coefficiente di amplificazione topografica:	ST =	1,0
Coordinate GPS:	Latitudine:	44.711864 N WGS84
	Longitudine:	10.649029 E WGS84
Altitudine s.l.m.:		43 m

Le azioni considerate sulla costruzione sono:

- Pesi propri
- Carichi permanenti
- Azioni climatiche (neve e vento)
- Sisma
- Fuoco (R30 minuti)

² Nella presente relazione vengono riportate, mediante schemi grafici di sintesi, le informazioni relative all'uso della costruzione ed alle azioni naturali considerate su di essa, dando particolare rilievo, nel caso delle costruzioni esistenti non adeguate, alle eventuali limitazioni dovute a carenze strutturali non risolte e/o non risolvibili con l'intervento.

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE³

2.1 PREMESSA⁴

Il presente elaborato illustra i criteri adottati per il progetto esecutivo strutturale di copertura ad archi in legno lamellare di impianto sportivo polifunzionale da realizzarsi in via Petrella civ. 2 Reggio nell'Emilia.

L'area sede dell'intervento si trova in una zona pianeggiante sita nell'immediata periferia del centro urbano di Reggio nell'Emilia, a nord est del centro, nelle immediate vicinanze del Circolo Arci Pigal ad una quota di circa 40 m s.l.m. La zona individuata presenta diversi vantaggi, tali da renderla particolarmente adatta alla localizzazione del nuovo impianto sportivo:

terreno con caratteristiche pianeggianti;

congrua dimensione del lotto che consente la realizzazione del impianto con un ingombro esterno di 38,00x27,50 ml;

ampia disponibilità di zone per il parcheggio che garantiscono il soddisfacimento del parametro urbanistico rappresentato dai parcheggi pubblici di pertinenza all'ampliamento;

raggiungibilità anche mediante mezzi alternativi all'autovettura in quanto l'area prescelta è facilmente raggiungibile con la bicicletta essendo inserita all'interno dei principali percorsi ciclabili.

L'area individuata per l'ubicazione del nuovo impianto è di proprietà del Comune di Reggio Emilia (Fg. 96, mapp. 360).

L'intervento prevede la costruzione di una copertura ad archi in legno lamellare di dimensione in pianta ml 38,00x27,50 impiegata per coprire un campo da gioco polivalente. La altezza del sistema costruttivo è 11,00 ml circa misurata al centro degli archi in legno lamellare nel punto più alto al relativo estradosso.

La copertura ad archi in legno lamellare è costituita da una struttura portante principale composta da arcate e da puntoni di collegamento realizzati anch'essi in legno lamellare dimensionata in funzione dei calcoli strutturali quindi dei carichi propri permanenti ed accidentali quali, neve, vento e azione sismica, anche se questo particolare tipo di struttura è intrinsecamente poco sensibile agli effetti del sisma vista la ridottissima massa che il terremoto è in grado di movimentare nel piano orizzontale. Sarà invece curato il dimensionamento rispetto alle altre azioni ambientali quali neve e vento nonché all'azione fuoco in quanto la normativa di prevenzioni incendi prevede una resistenza al fuoco della struttura linea pari minimo a 15 minuti.

L'orditura principale è composta da archi in legno lamellare a sezione rettangolare GL28H piallato e incollato. Gli archi in legno verranno posti ad un interasse di 5,60 ml. La prima e ultima campata dovranno essere controventate con un sistema di tiranti/puntoni in acciaio zincato S355 JR in tondi del diametro di 22 mm che verranno fissati al cordolo perimetrale di fondazione con piastre in acciaio zincato S275 JR. Sui lati lunghi della struttura è posta una trave di banchina in legno lamellare GL24H della sezione 32xH12 all'altezza di circa 3,00 ml da terra sulla quale poter ancorare il telo di copertura in pvc. Gli arcarecci e il colmo sez 12xh16 cm in legno lamellare GL24H della struttura ad archi verranno coperti esternamente con una doppia membrana a forma semicilindrica chiusa alle due estremità da due telai in legno lamellare. Le chiusure dei vuoti dei telai di estremità saranno realizzate con telo in PVC..

Il sistema di fondazioni sarà costituito da 16 pali trivellati del diametro di 80 cm e profondità di infissione 10 ml collegati in sommità da un cordolo in cls armato della sezione di 25xh60 cm a delimitazione della pista polivalente. I pali assolvono la funzione di assorbire le spinte a vuoto degli archi in legno lamellare e il taglio generato dalle azioni orizzontali quali la spinta del vento e il sisma.

³ Si intendono compresi in questo elaborato la relazione tecnica e il fascicolo dei calcoli delle strutture portanti, sia in fondazione che in elevazione, previsti dall'art. 93, comma 3 del D.P.R. n. 380/2001, da redigersi secondo l'articolazione qui prevista. La relazione di calcolo strutturale deve essere costituita dalle parti con numerazione da 2.1 a 2.11, come di seguito illustrate.

⁴ Nella presente parte sono riportati i principali elementi di inquadramento del progetto esecutivo riguardante le strutture, in relazione agli strumenti urbanistici, al progetto architettonico, al progetto delle componenti tecnologiche in generale ed alle prestazioni attese dalla struttura.

La struttura è adibita ad impianto sportivo di esercizio.

Tipo dell'opera:	3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati
Vita nominale:	VN =	50 anni
Classe d'uso:	IV	costruzioni strategiche
Coefficiente d'uso:	CU =	2,0
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR =	100 anni
Categoria del sottosuolo		analisi sismica locale
Zona sismica	3	
Coefficiente di amplificazione topografica:	ST =	1,0
Coordinate GPS:	Latitudine:	44.711864 N WGS84
	Longitudine:	10.649029 E WGS84
Altitudine s.l.m.:		43 m

2.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE⁵

Trattandosi intervento assimilato a “nuovo”, il paragrafo non è sviluppato

2.2.1 ES ANALISI STORICO-CRITICA⁶

Trattandosi intervento assimilato a “nuovo”, il paragrafo non è sviluppato

2.2.2 ES ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO – STRUTTURALE⁷

Trattandosi intervento assimilato a “nuovo”, il paragrafo non è sviluppato

2.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA⁸

La copertura ad archi in legno lamellare è costituita da una struttura portante principale composta da arcate e da puntoni di collegamento realizzati anch'essi in legno lamellare. L'orditura principale è formata da archi in LL cl. GL28H di sezione rettangolare pari a 160x800 mm piallato e incollato. Gli archi in legno sono posti ad un interasse di 5,60 ml, posizionando il primo e ultimo arco sui centri dei plinti di fondazione di estremità. La prima e ultima campata sono controventate con un

⁵ In coerenza con il paragrafo 8.2 delle NTC-08, l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico - strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti: (a) la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione; (b) possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione; (c) la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti; (d) le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

⁶ Viene indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati per le finalità indicate al paragrafo 8.5.1 delle NTC-08.

⁷ Vengono descritte le modalità con cui è stato effettuato il rilievo geometrico strutturale e gli esiti di quest'ultimo, anche con riferimenti espliciti e puntuali agli elaborati grafici che saranno riportati nella parte “4.1. Rilievo geometrico - strutturale”. Il rilievo delle strutture deve essere eseguito e restituito secondo le modalità e con le finalità riportate nei paragrafi 8.5.2 e 8.7 delle NTC-08.

⁸ In questa parte vengono riportate tutte le informazioni e le considerazioni necessarie, ad un soggetto non coinvolto nella fase di progettazione strutturale, per la comprensione: della struttura, dei suoi sottosistemi e del loro comportamento statico (e dinamico, se pertinente); delle scelte progettuali e delle loro motivazioni; dei criteri e dei principali parametri che caratterizzano il dimensionamento, l'analisi e la verifica delle strutture; delle interazioni (vincoli subiti e vincoli imposti) con gli aspetti “non-strutturali” della costruzione; dei vincoli esecutivi; del processo realizzativo.

sistema di tiranti in acciaio zincato S275 JR in tondi del diametro di 20 mm che sono fissati al cordolo perimetrale di fondazione con piastre in acciaio zincato della medesima classe. Gli arcarecci e il colmo della struttura ad archi hanno una sezione rettangolare di 120x160 mm in LL cl. GL24H e sono coperti esternamente con una membrana in pvc a forma semicilindrica chiusa alle due estremità. A questa membrana in pvc è affidato il compito di trasferire le azioni indotte dai carichi neve e vento alla sottostruttura in legno. Sui lati lunghi della struttura è posta una trave di banchina in legno lamellare GL28H della sezione 120xH320 all'altezza di circa 3,00 ml da terra sulla quale poter ancorare il telo di copertura in pvc e pretensionale prendendo come riferimento un precarico pari al 2,5% della resistenza a trazione dichiarata per la trama e l'ordito del medesimo.

Le specifiche tecniche fornite indicano valori medi relativi alla produzione corrente	Norma	TIPO II
Supporto	DIN 60001	PES
Titolo (dtex)	DIN EN ISO 2060	1100
Armatura	DIN ISO 9354	Panama 12/12
Peso totale (gr/m²)	DIN EN ISO 2286-2	900
Resistenza alla trazione (N/5cm)	DIN EN ISO 1421	4300/4000
Resistenza alla lacerazione (N)	DIN 53363	600/530
Resistenza alla pressione dell'acqua	DIN EN 20811	>10000
Resistente alla Muffa		Sì
Adesione (N/5cm)	DIN EN ISO 2411	130
Resistenza al freddo (°C)	DIN EN 1876-1	- 30
Resistenza al caldo (°C)	IVK/Pkt.5	+ 70
Solidità dei colori	DIN EN ISO 105-B02	min. 7
Comportamento al fuoco	EN 13501-1	B S2 D0
Resistenza alle piegature	DIN 53359-Form A	100.000

Il sistema di fondazioni sarà costituito da 16 pali trivellati del diametro di 80 cm e profondità di infissione 10 ml collegati in sommità da un cordolo in cls armato della sezione di 25xh60 cm a delimitazione della pista polivalente. I pali assolvono la funzione di assorbire le spinte a vuoto degli archi in legno lamellare e il taglio generato dalle azioni orizzontali quali la spinta del vento e il sisma.

Le fondazioni saranno realizzate mediante calcestruzzo C28/35, per il quale si considera una classe d'esposizione XC2. Le armature sono costituite da barre in acciaio B450C. Il requisito di durabilità è conseguito mediante la scelta di una opportuna classe del conglomerato e mediante l'adozione di adeguati copriferri a protezione delle armature metalliche. Per la struttura in legno appena descritta è stata eseguita un'analisi lineare considerando ai fini sismici un sistema non dissipativo (fattore di struttura $q = 1,00$)

Criteri di progettazione delle componenti del fabbricato:

struttura in legno

- ✓ Struttura ad archi regolare in pianta ed in altezza con doppio asse di simmetria (XX e YY);
- ✓ Dimensionamento in resistenza – fattore di struttura $q=1,00$;
- ✓ Modellazione tridimensionale, elementi non strutturali autoportanti della copertura lignea considerati esclusivamente in termini di massa ad eccezione del telo in PVC la cui pretensione è stata considerata traferendo delle zioni statiche agli archi e alla banchina di base;
- ✓ Vicolamento a terra “cerniere cilindriche”;
- ✓ Fondazioni 16 pali trivellati del diametro di 80 cm e profondità di infissione 10 ml collegati in sommità da un cordolo in cls armato della sezione di 25xh60 cm a delimitazione della pista polivalente

2.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO⁹

2.4.1. NORME DI RIFERIMENTO COGENTI¹⁰

- Legge 5 novembre 1971, n° 1086:
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica
- Legge 2 febbraio 1974, n° 64:
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17 gennaio 2018
Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare Ministero Infrastrutture n. 7 del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”

2.4.2. ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI ¹¹

- UNI ENV 1992-1-1:2005 Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici.”;
- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1995-1-1:2014 “Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;

⁹ Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati e commentati come di seguito precisato.

¹⁰ Deve essere definito il quadro normativo tecnico, assunto quale riferimento cogente nello sviluppo della progettazione strutturale.

¹¹ Qualora si faccia uso di norme e/o documenti tecnici ad integrazione del quadro normativo assunto quale cogente, vengono indicati gli estremi esatti del/i documento/i, gli aspetti per i quali viene impiegato nel progetto in esame e le motivazioni del suo uso.

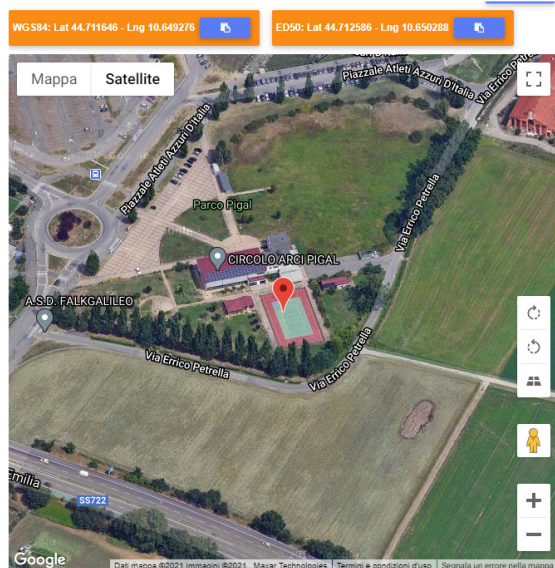
- CNR-DT 206/2007 Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno;
- CNR-DT 207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;

2.5 ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA¹²

Trattandosi intervento assimilato a “nuovo”, il paragrafo non è sviluppato.

2.6 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE¹³

Località:	Reggio nell'emilia
Provincia:	Reggio nell'Emilia
Regione:	Emilia Romagna
Coordinate GPS:	Latitudine: 44.711864 N WGS84 Longitudine: 10.649029 E WGS84
Altitudine s.l.m.:	43 m



2.6.1 CARICHI PERMANENTI

Il peso proprio degli elementi strutturali viene conteggiato automaticamente dal programma di calcolo. I carichi permanenti portati sono sintetizzati per ciascun elemento architettonico nei relativi paragrafi.

¹² Nella presente parte vengono descritti i criteri con cui si sono definiti i livelli di conoscenza della struttura esistente, definiti i corrispondenti fattori di confidenza e sintetizzate le proprietà meccaniche dei materiali esistenti assunte alla base del calcolo.

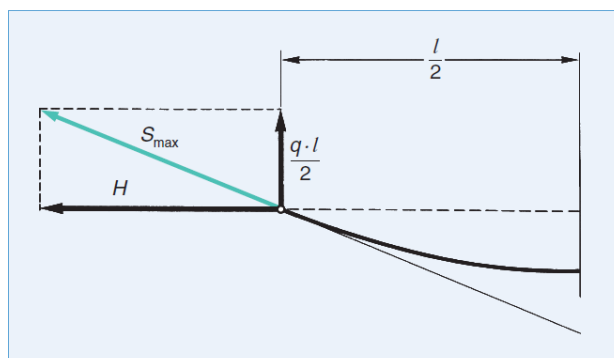
¹³ Nella presente parte sono definite le azioni sulla costruzione in relazione alle prescrizioni normative ed alle reali condizioni d'uso previste e/o prescritte.

2.6.2 TELO IN PVC

Le specifiche tecniche fornite indicano valori medi relativi alla produzione corrente	Norma	TIPO II
Supporto	DIN 60001	PES
Titolo (dtex)	DIN EN ISO 2060	1100
Armatura	DIN ISO 9354	Panama 12/12
Peso totale (gr/m ²)	DIN EN ISO 2286-2	900
Resistenza alla trazione (N/5cm)	DIN EN ISO 1421	4300/4000
Resistenza alla lacerazione (N)	DIN 53363	600/530
Resistenza alla pressione dell'acqua	DIN EN 20811	>10000
Resistente alla Muffa		Sì
Adesione (N/5cm)	DIN EN ISO 2411	130
Resistenza al freddo (°C)	DIN EN 1876-1	- 30
Resistenza al caldo (°C)	IVK/Pkt.5	+ 70
Solidità dei colori	DIN EN ISO 105-B02	min. 7
Comportamento al fuoco	EN 13501-1	B S2 D0
Resistenza alle piegature	DIN 53359-Form A	100.000

Per valutare l'azione che il telo in pvc trasferisce alla copertura in legno quando viene tesato in ordito utilizzando come contrasto la trave di banchina è stato studiato il problema dell'equilibrio di una fune imponendo come incognita nell'equazione fondamentale il carico q che induce lo sforzo S_{max} di trazione nella fune. Dove s_{max} è uguale al pretensionamento.

$$S_{max} = \sqrt{H^2 + \left(\frac{q \cdot l}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f}\right)^2 + \left(\frac{q \cdot l}{2}\right)^2}$$



4 Calcolo dello sforzo nei punti di attacco della fune.

In prima approssimazione:

$N = \text{pretensionamento} = 2,5\% \text{ Resistenza alla trazione} = 2.5/100 \times 4,3 \times 20 = 215 \text{ daN/ml} = S_{max}$

$f = 11,00 \text{ ml} \quad l = 27,00 \text{ ml} \Rightarrow q = 14,00 \text{ daN/ml}$

2.6.3 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5 NTC2018;
 q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al successivo § 3.4.2 NTC2018 per un periodo di ritorno di 50 anni;
 C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3 NTC2018;
 C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4 NTC2018.
 Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

1. DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): [m]

1.2 zona:

Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/720)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barietta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Grosseto, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.
 Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:
 - per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $TR \geq 5$ anni;
 - per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $TR \geq 10$ anni.

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²]

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta $C_e = 1$. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

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
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

3.1.1 Classe di topografia:

Il coefficiente di esposizione vale:

3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico 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 $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Per il caso di carico da neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata Caso (i), riportata in figura C.3.4.3.
 Per il caso di carico da neve depositata in presenza di vento si deve considerare la condizione denominata Caso (ii), riportata in figura C3.4.3.

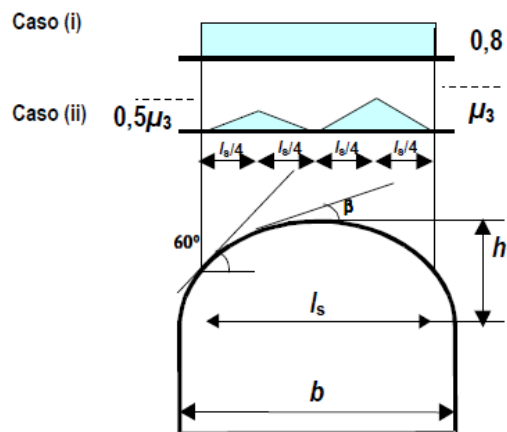
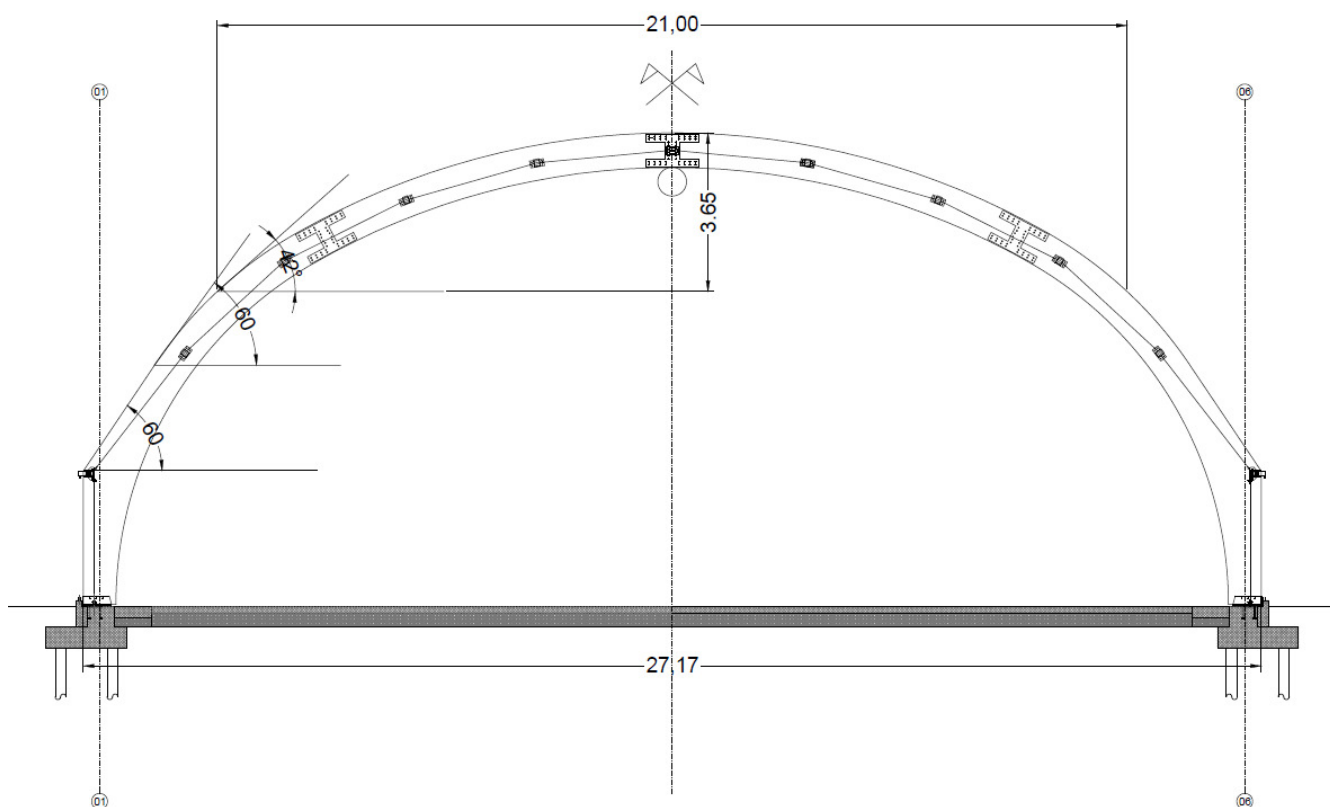


Figura C3.4.3 Coefficiente di forma per il carico neve – coperture cilindriche



I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

per $\beta > 60^\circ$, $\mu_3 = 0$

per $\beta \leq 60^\circ$, $\mu_3 = 0,2 + 10 h/b$, con $\mu_3 \leq 2,0$.

Nel nostro caso:

$b = 27,17$ ml

$l_s = 21,00$ ml

$h = 3,650$ ml

$\mu_3 = 1,54$

Caso (i): 1,08 kN/mq

Caso (ii): vertice triangolo 1 1,03 kN; vertice triangolo 2 2,07 kN

2.6.4 CARICO VENTO

La valutazione della velocità di progetto e della pressione cinetica di picco del vento procede secondo i passi seguenti:

- a) definita la posizione geografica e l'altitudine sul livello del mare della costruzione, si valuta la velocità base di riferimento v_b
- b) definito il periodo di ritorno di progetto TR, si valuta la velocità di riferimento di progetto v_r
- c) definita la rugosità locale del terreno nel sito ove sorge la costruzione, si determina la categoria di esposizione
- d) definita la topografia locale del sito ove sorge la costruzione, si valuta il coefficiente di topografia c_t
- e) si valuta la pressione cinetica di picco del vento q_p

2.6.4.1 Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b caratterizza la ventosità della zona ove sorge la costruzione. Essa è definita come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 3.2.3), riferito a un periodo di ritorno $TR = 50$ anni.

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche che tengano conto della rugosità del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, la velocità base di riferimento non dovrà essere assunta minore del valore dato dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \times C_a$$

$v_{b,0}$ = è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata dalla Tabella 3.1 in funzione della zona (Figura 3.1) ove sorge la costruzione;

c_a = è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

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

a_0 = sono parametri assegnati dalla Tabella 3.1 in funzione della zona (Figura 3.1) ove sorge la costruzione

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

Tabella 3.I – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le diverse zone italiane.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a
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

Nel nostro caso :

Zona = 2

$a_0 = 1000$ m

$v_{b,0} = 25$ m/sec

$a_s = 43$ metri sul livello del mare

$v_b = 25$ m/sec

2.6.4.2 Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

La velocità di riferimento di progetto v_r è il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 3.2.3), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche (Appendice B), tale velocità è fornita dalla relazione:

$$V_r = V_b \times C_r$$

dove:

v_b = è la velocità base di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni

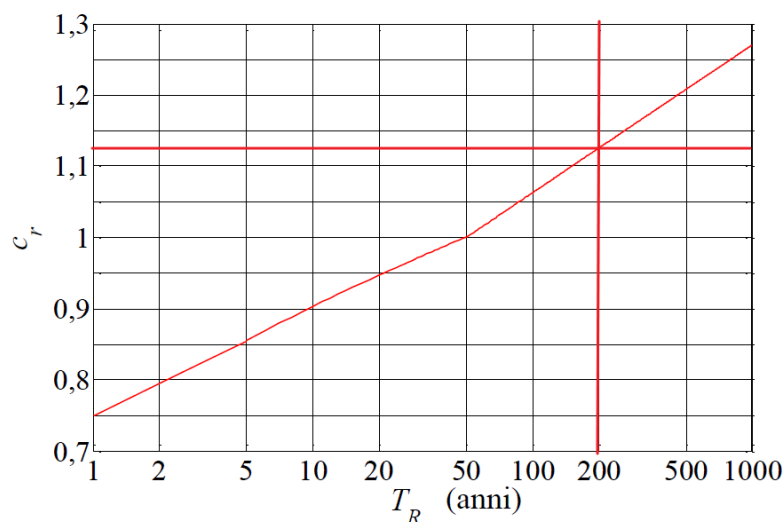
c_r = è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione

$$c_r = 0,75 \quad \text{per } T_R = 1 \text{ anno}$$

$$c_r = 0,75 + 0,0652 \ln(T_R) \quad \text{per } 1 \text{ anno} \leq T_R < 5 \text{ anni}$$

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } 5 \text{ anni} \leq T_R < 50 \text{ anni}$$

$$c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$



$$c_r = 1.125$$

$$v_r = 28,13 \text{ m/s}$$

2.6.4.3 Categoria di esposizione

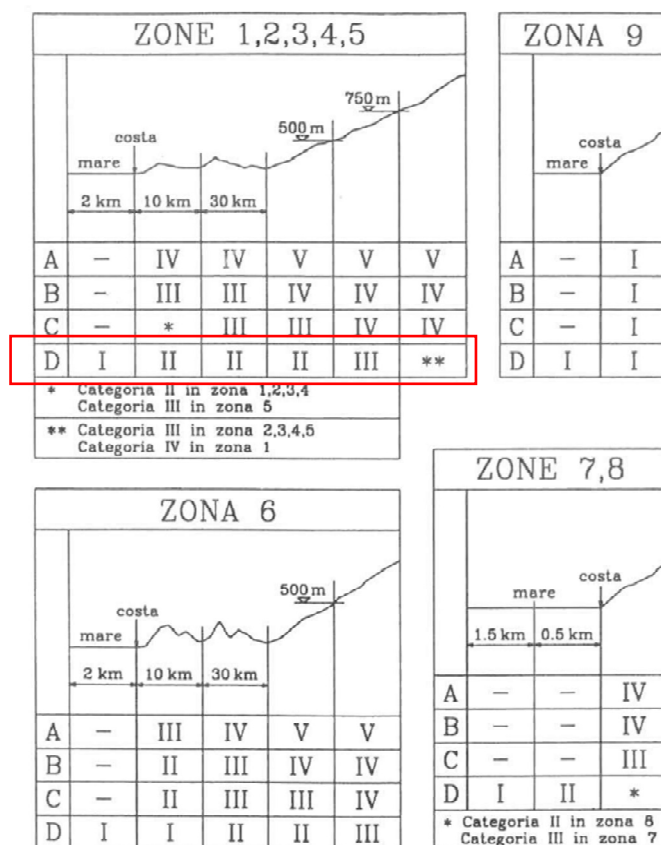
In mancanza di analisi specifiche che tengano conto della direzione di provenienza del vento e della rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione (Appendice C), la velocità media del vento, l'intensità di turbolenza e la pressione cinetica di picco del vento, dipendono da tre parametri: il fattore di terreno k_r , la lunghezza di rugosità z_0 e l'altezza minima $z_{\min}$, definiti nella Tabella 3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Essa è assegnata mediante gli schemi in Figura 3.3, in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita nella Tabella 3.III.

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali 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 riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Tabella 3.II – Valori dei parametri k_r , z_0 , e z_{min} per le diverse categorie di esposizione.

Categorie 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

**Figura 3.3** – Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane

2.6.4.4 Coefficiente di topografia

Il coefficiente di topografia c_t , in genere funzione dell'altezza z sul suolo, tiene conto delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione. In mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia è posto di regola pari a **1** sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

2.6.4.5 Velocità media

La velocità media del vento v_m , su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto e dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione. Salvo casi particolari, la sua direzione è assunta di regola orizzontale.

In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la velocità media del vento è fornita dalla relazione:

$$v_m = v_r \times C_m(z)$$

v_r = è la velocità di riferimento di progetto 28,13 m/sec

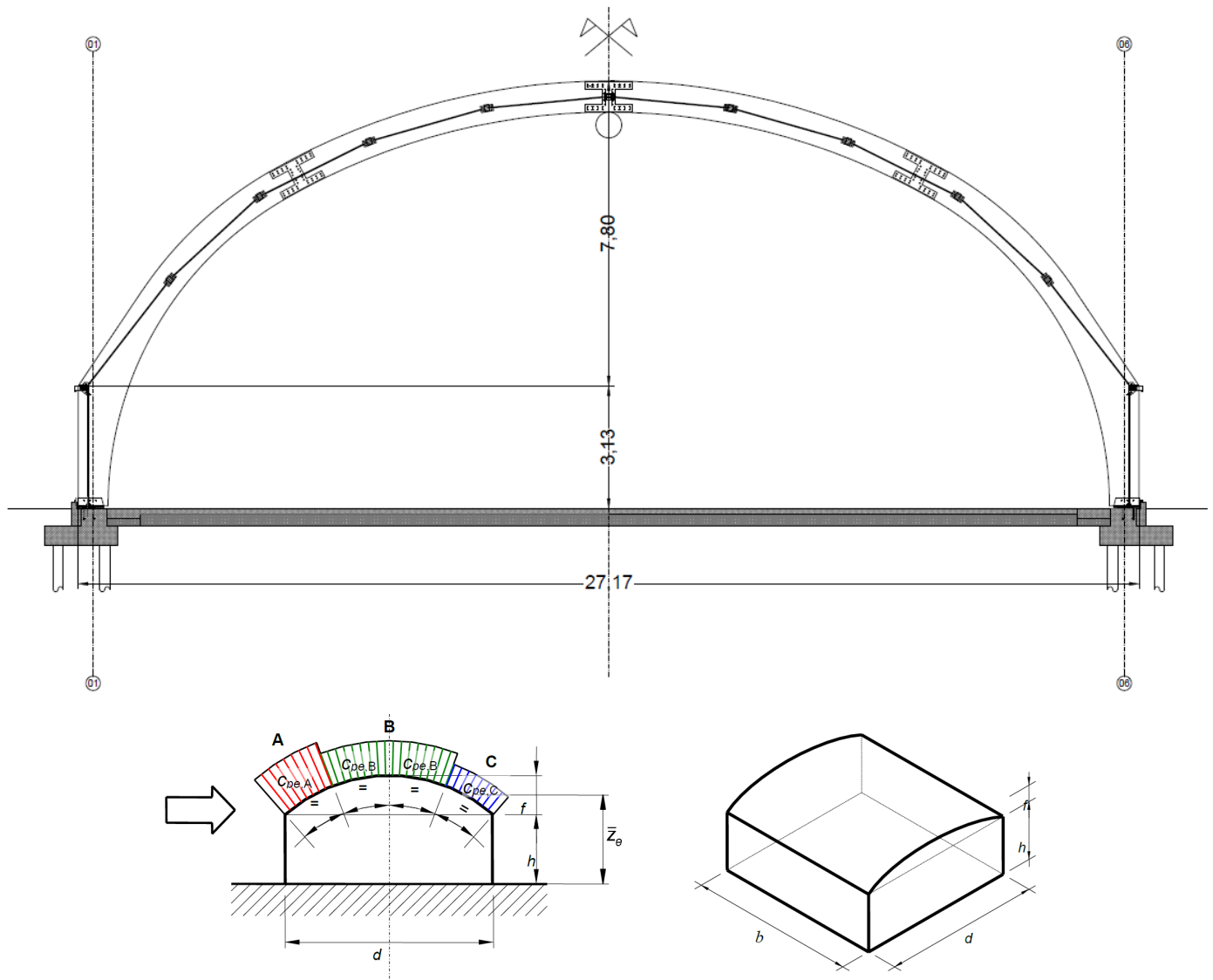
$c_m(z)$ = il coefficiente di profilo medio del vento fornito dalla relazione:

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) \cdot c_t(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \cdot c_t(z) \quad \text{per } z > z_{\min}$$

Coperture a volta cilindrica

La quota di riferimento per le coperture a volta cilindrica è pari a $z_e = h + f/2 =$



$$z_e = 7,03 \text{ m}$$

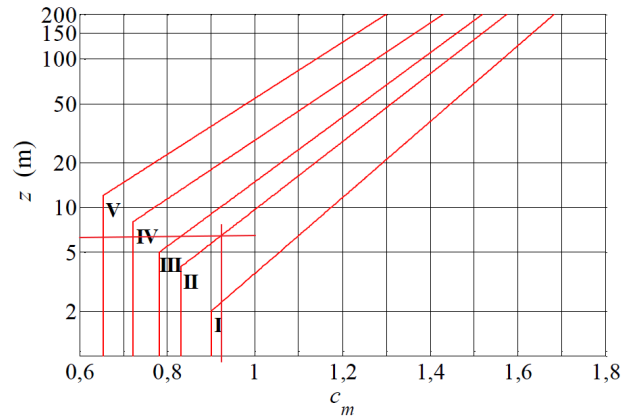


Figura 3.4 – Diagrammi di $c_m(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

$c_m = 0.92$

2.6.4.6 Pressione cinetica di picco

La pressione cinetica di picco del vento q_p è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo $T = 10$ minuti. Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto, dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria.

In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = 1/2 \times \rho \times v_r^2 \times c_e(z)$$

ρ = è la densità media di massa dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione, **$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$**

$v_r = 28,13 \text{ m/s}$

$c_e(z)$ = è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione:

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

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

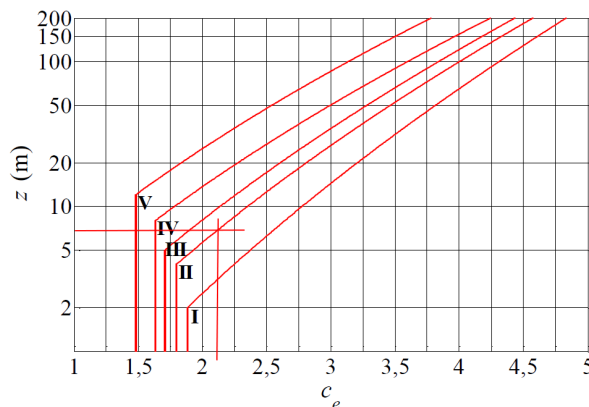


Figura 3.7 – Valori di $c_e(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

$$c_e = 2.06$$

$$q_p = 104,50 \text{ daN/mq}$$

2.6.4.7 Pressione su ciascuna faccia di una superficie

Si definisce esterna la pressione p_e agente sulle facce esterne della costruzione; si definisce interna la pressione p_i agente sulle facce interne delle costruzioni (Figura 3.13). Esse sono date dalle relazioni

$$p_e(z) = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

$$p_i(z) = q_p(z_i) \times c_{pi}$$

c_{pe} , c_{pi} sono i coefficienti di pressione esterna ed interna, definiti convenzionalmente positivi o negativi a seconda che la faccia corrispondente della superficie considerata si trovi in sovra-pressione (Figura 3.12a) o in depressione (Figura 3.12b);

z_e , z_i sono le altezze di riferimento, associate alla definizione di c_{pe} , c_{pi}

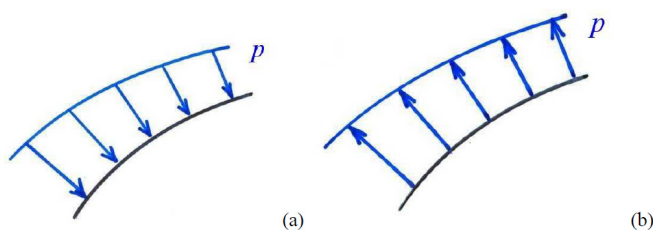


Figura 3.12 – Sovrapressione (a) e depressione (b) su una faccia di una superficie.

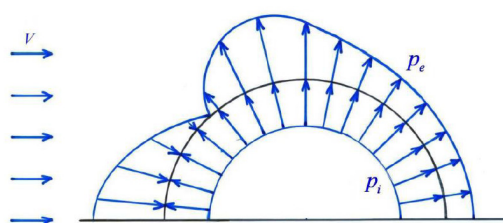


Figura 3.13 – Pressione esterna ed interna sulle due facce di una superficie.

2.6.4.8 Coperture a volta cilindrica

Nel caso di vento perpendicolare alle generatrici della copertura, la copertura è suddivisa in quattro zone distinte di uguale sviluppo:

nella prima zona (A, sopravento) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,A}$;

nelle due zone intermedie (B) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,B}$;

nell'ultima zona (C, sottovento) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,C}$.

I valori dei coefficienti di pressione $c_{pe,A}$, $c_{pe,B}$ e $c_{pe,C}$ sono forniti nella Figura G.16, in funzione dei rapporti h/d e f/d (Figura G.15). In particolare, per quanto riguarda il coefficiente $c_{pe,A}$:

nel caso in cui $h/d \geq 0,5$, si considerano entrambi i valori riportati nel grafico;

per valori intermedi tra $h/d=0$ e $h/d=0,5$, si possono interpolare linearmente i valori riportati.

$$f/d = 0.29$$

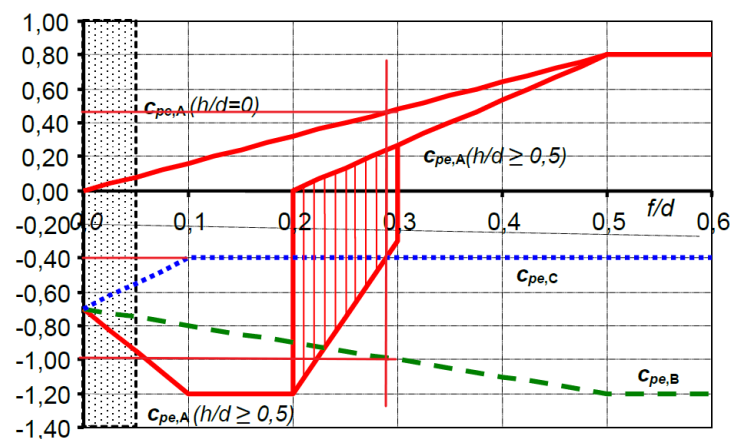


Figura G.16 – Coefficienti di pressione per coperture a volta cilindrica.

f/d	$c_{pe,A}$	$c_{pe,B}$	$c_{pe,C}$
0,30	0,48	-1,00	-0,40

2.6.4.9 Pareti laterali

Il comportamento aerodinamico degli edifici e in particolare delle loro pareti dipende, principalmente, dai rapporti tra le dimensioni in pianta e l'altezza. Per edifici tozzi si realizza un flusso tri-dimensionale. Per gli edifici snelli, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali.

Pertanto, in generale, i coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/d , essendo h l'altezza dell'edificio e d la sua dimensione nella direzione del flusso incidente (Figura G.1). Essi sono riportati nella Tabella G.I e nella Figura G.2.

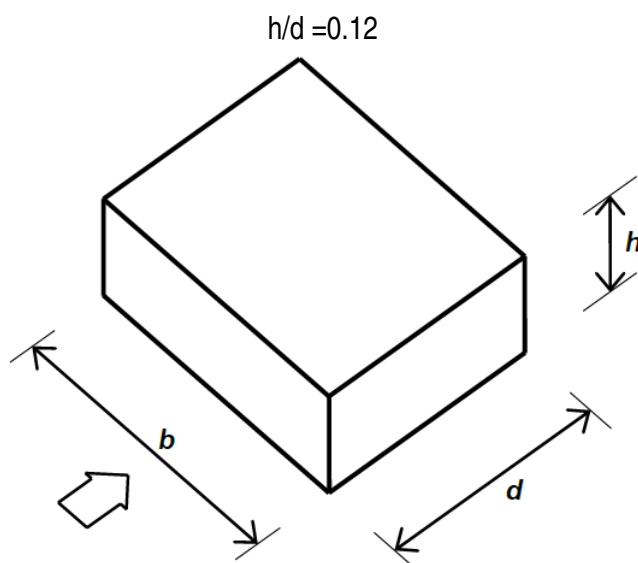


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

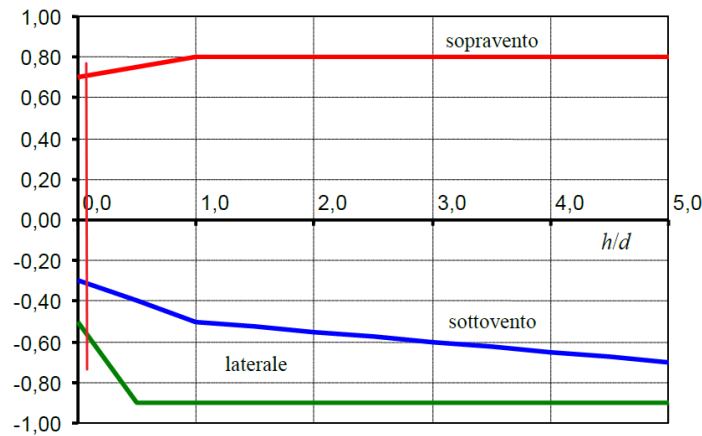


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

Faccia sopravvento	Facce laterali	Faccia sottovento
0.72	-0.52	-0.32

2.6.4.10 Pressione interna

Di norma, ogni costruzione deve essere assunta non stagna, quindi deve essere considerato un valore non nullo della pressione interna.

Il presente paragrafo fornisce criteri di valutazione del coefficiente di pressione interna riferiti ai quattro casi seguenti:

- edifici con percentuale di aperture maggiore del 30%;
- edifici con una superficie dominante, non appartenenti al caso precedente;
- edifici con una distribuzione uniforme di aperture, non appartenenti ai due casi precedenti;
- silos aperti, camini e serbatoi

La nostra struttura rientra nella casistica di edifici con distribuzione uniforme di aperture in questo caso il coefficiente di pressione interna è fornito dalla relazione:

$$c_{pi} = \frac{A_p^2 \cdot c_{pe,p} + A_n^2 \cdot c_{pe,n}}{A_p^2 + A_n^2}$$

A_p è l'area totale delle aperture cui compete un coefficiente di pressione esterna positivo; (84 mq)

A_n è l'area totale delle aperture cui compete un coefficiente di pressione esterna negativo (84+ 2x78 mq)

$c_{pe,p}$ è il coefficiente di pressione esterna medio per le aperture soggette a pressione esterna positiva (0.72)

$c_{pe,n}$ è il coefficiente di pressione esterna medio per le aperture soggette a pressione esterna negativa (-0.32;-0.52)

I coefficienti di pressione esterna media sono forniti dalle seguenti relazioni:

$$c_{pe,p} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} > 0} A_{p,j} \cdot c_{pe,p,j}}{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} > 0} A_{p,j}} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} > 0} A_{p,j} \cdot c_{pe,p,j}}{A_p}$$

$$c_{pe,n} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} < 0} A_{n,j} \cdot c_{pe,n,j}}{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} < 0} A_{n,j}} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} < 0} A_{n,j} \cdot c_{pe,n,j}}{A_n}$$

dove:

$A_{p,j}$ è l'area della j-esima apertura cui compete un coefficiente di pressione esterna positivo

$A_{n,j}$ è l'area della j-esima apertura cui compete un coefficiente di pressione esterna negativo

$c_{pe,p,j}$ è il coefficiente di pressione esterna dell' j -esima apertura soggetta a pressione esterna positiva
 $c_{pe,n,j}$ è il coefficiente di pressione esterna dell' j -esima apertura soggetta a pressione esterna negativa

$$c_{pi} = -0,52$$

2.6.4.11 Azione tangente

L'azione tangente di picco per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dalla relazione:

$$w_f(z) = q_p(\bar{z}) \cdot c_f$$

dove:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento;

c_f è il coefficiente di attrito funzione della rugosità della superficie;

z è l'altezza di riferimento, associata alla definizione di c_f .

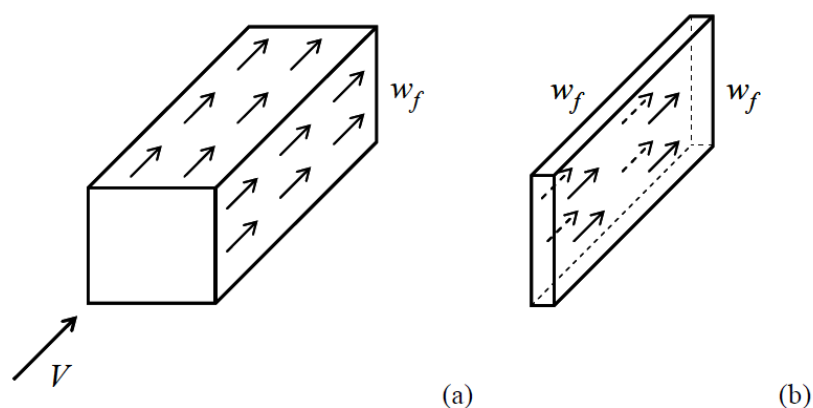


Figura 3.17 – Azioni tangenti del vento: (a) costruzione chiusa; (b) singola parete.

I coefficienti di attrito c_f da utilizzare sono forniti in Tabella G.XXI.

Tabella G.XX – Coefficienti di attrito.

Superficie	c_f
Acciaio, calcestruzzo liscio	0,01
Calcestruzzo ruvido, superfici catramate	0,02
Superfici ondulate	0,04

Nel caso di superfici appartenenti ad elementi esposti ad un flusso separato (ad esempio le coperture e le pareti laterali degli edifici), l'area di riferimento è pari alla sola porzione di superficie su cui il flusso risulta attaccato; in particolare si assume che l'area A_r soggetta alla forza di attrito sia ubicata nella parte sottovento dell'edificio e abbia una distanza dal fronte esposto al vento, nella direzione del flusso, pari al minimo tra i valori $2b$ e $4h$ (Figura G.57)

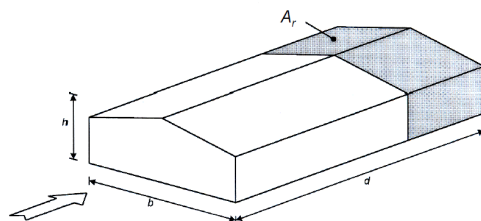


Figura G.57 – Area di riferimento per il calcolo delle forze di attrito.

$$2b = 2 \times 27.17 = 54,34 \text{ m} \quad 4h = 28,12 \text{ m}$$

$$w_f = 4,18 \text{ daN/mq}$$

$$A_r = 28,12 \times 39,00 = 1100 \text{ mq}$$

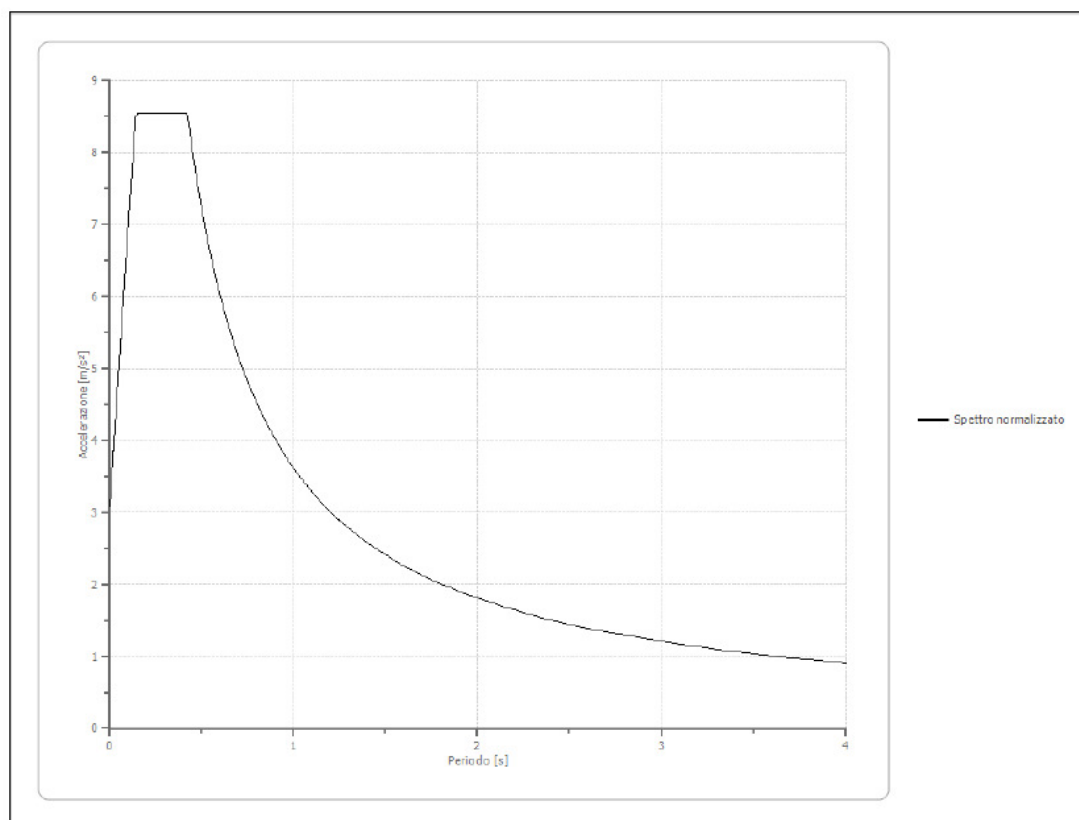
2.6.5 AZIONE SISMICA

Gli effetti del sisma sono considerati mediante un'analisi dinamica lineare. La struttura in legno appena descritta ai fini sismici è considerata come sistema non dissipativo (fattore di struttura $q = 1,35$ sisma orizzontale $q = 1.00$ sisma verticale).

La struttura è adibita ad impianto sportivo di esercizio.

Tipo dell'opera:	3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati
Vita nominale:	VN = 50 anni	
Classe d'uso:	IV	costruzioni strategiche
Coefficiente d'uso:	CU = 2,0	
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR = 200 anni	
Categoria del sottosuolo		analisi sismica locale
Zona sismica	3	
Coefficiente di amplificazione topografica:	ST = 1,0	
Coordinate GPS:	Latitudine: 44.711864 N WGS84	
	Longitudine: 10.649029 E WGS84	
Altitudine s.l.m.:	43 m	

Ag/g normalizzato: 0,314



Parametri spettro normalizzato

Ag [m/s²]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [m/s²]	Se(TB) [m/s²]	S
3.081	2.773096	--	0.141	0.423	2.856	3.081	8.544	1.587

2.6.6 FUOCO

La resistenza al fuoco degli elementi strutturali è stata valutata secondo le prescrizioni e le modalità stabilite dalla D. Min. Interno n. 16 febbraio 2007 “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione. Il dimensionamento degli spessori, delle protezioni adottate e la classificazione dell’edificio in funzione del carico d’incendio è determinato con le tabelle e le modalità specificate nel su detto D.M. La determinazione del carico d’incendio specifico del nuovo impianto sportivo è stata effettuata considerando tutte le sostanze combustibili presenti incluse le strutture portanti in legno

Calcolo del carico d’incendio specifico nominale q_f :

$$q_f = \frac{\sum_i g_i \cdot H_i \cdot m_i \cdot \psi_i}{A}$$

dove:

g_i massa dell’i-esimo materiale combustibile [kg]

H_i potere calorifico inferiore dell’i-esimo materiale combustibile [MJ/kg]

m_i fattore di partecipazione alla combustione dell’i-esimo materiale combustibile pari a 0,80 per il legno e altri materiali di natura cellulosica e 1,00 per tutti gli altri materiali combustibili

- ψ_i fattore di limitazione della partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile pari a 0 per i materiali contenuti in contenitori appositamente progettati per resistere al fuoco; 0,85 per i materiali contenuti in contenitori non combustibili e non appositamente progettati per resistere al fuoco; 1 in tutti gli altri casi
- A superficie in pianta lorda del compartimento $[m^2] = 23,00 \times 42,30 \cong 973,00 m^2$

Il carico d'incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ è dato da:

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

dove:

δ_{q1} è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla dimensione del compartimento e i cui valori sono definiti nella tabella sottostante

Superficie in pianta lorda del compartimento (m^2)	δ_{q1}	Superficie in pianta lorda del compartimento (m^2)	δ_{q1}
$A < 500$	1,00	$2.500 \leq A < 5.000$	1,60
$500 \leq A < 1.000$	1,20	$5.000 \leq A < 10.000$	1,80
$1.000 \leq A < 2.500$	1,40	$A \geq 10.000$	2,00

δ_{q2} è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento e i cui valori sono definiti nella tabella sotto riportata

Classi di rischio	Descrizione	δ_{q2}
I	Aree che presentano un basso rischio di incendio in termini di probabilità di innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza	0,80
II	Aree che presentano un moderato rischio di incendio come probabilità d'innesco, velocità di propagazione di un incendio e possibilità di controllo dell'incendio stesso da parte delle squadre di emergenza	1,00

III	Aree che presentano un alto rischio di incendio in termini di probabilità d'innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza	1,20
-----	---	------

$\delta_n = \prod_i \delta_{ni}$ è il fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione e i cui valori sono definiti nella tabella seguente

δ_{hi} , Funzione delle misure di protezione								
Sistemi automatici di estinzione		Sistemi di evacuazione automatica di fumo e calore	Sistemi automatici di rivelazione, segnalazione e allarme di incendio	Squadra aziendale dedicata alla lotta antincendio ¹⁴	Rete idrica antincendio		Percorsi protetti di accesso	Accessibilità ai mezzi di soccorso VVF
ad acqua δ_{h1}	altro δ_{h2}	δ_{h3}	δ_{h4}	δ_{h5}	Interna δ_{h6}	interna e esterna δ_{h7}	δ_{h8}	δ_{h9}
0,60	0,80	0,90	0,85	0,90	0,90	0,80	0,90	0,90

Pertanto si ha:

$$\delta_{q1} = 1,40$$

$$\delta_{q2} = 1,00$$

$\delta_{n9} = 0,85$ perché l'impianto è dotato di sistemi automatici di rivelazione, segnalazione e allarme di incendio.

Dovendo conferire al sistema strutturale un livello III di prestazione di resistenza al fuoco “*mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo per la gestione dell'emergenza*”, impiegando il metodo semplificato di determinazione della classe si confronta $q_{f,d}$ con la tabella seguente:

Carichi d'incendio specifici di progetto ($q_{f,d}$)	Classe
Non superiore a 100 MJ/m ²	0
Non superiore a 200 MJ/m ²	15
Non superiore a 300 MJ/m ²	20
Non superiore a 450 MJ/m ²	30
Non superiore a 600 MJ/m ²	45
Non superiore a 900 MJ/m ²	60
Non superiore a 1200 MJ/m ²	90
Non superiore a 1800 MJ/m ²	120
Non superiore a 2400 MJ/m ²	180
Superiore a 2400 MJ/m ²	240

dalla quale si ricava che la classe richiesta è:

¹⁴ . Gli addetti devono avere conseguito l'attestato di idoneità tecnica di cui all'art. 3 della legge 28 novembre 1996, n. 609, a seguito del corso di formazione di tipo C di cui all'allegato IX del decreto interministeriale 10 marzo 1998.

Materiale	n°	b (m)	h/s (m)	l (m)	p unitario kg	p totale kg	potere calorifico MJ/kg	fattore di partecipazione	fattore di limitazione alla combustione	carico incendio	
telo di copertura	2,00		39,00	39,10	1,60	2439,84	17,00	1,00	1,00	41477,28	
			230,00		1,60	736,00	17,00	1,00	1,00	12512,00	
tubo diffusore dell'aria a soffitto		3,14	0,45	35,00	0,45	22,25	17,00	1,00	1,00	378,33	
Copertura in legno											
archi	8,00	0,80	0,16	38,00	350,00	13619,20	19,00	0,80	1,00	207011,84	
banchine	2,00	0,32	0,12	66,90	350,00	1798,27	19,00	0,80	1,00	27333,73	
arcarecci	9,00	0,12	0,16	39,40	350,00	2382,91	19,00	0,80	1,00	36220,26	
pilastri testata	2,00	0,14	0,32	34,40	350,00	1078,78	19,00	0,80	1,00	16397,52	
listellatura di testata	2,00	0,16	0,160	48,30	350,00	432,77	19,00	1,00	1,00	8222,59	
Pavimentazione in resina acrilica		24,00	1,000	38,00	2,00	1824,00	40,00	1,00	1,00	72960,00	
										tot	422513,56 MJ
										sup	1086,25 mq
										carico incendio specifico	388,97 MJ/mq
										δq1	1,40
										δq2	1,00
										δn4	0,85
										carico incendio di progetto	462,87 > 450 MJ/mq
										cl.45	
										spessore di legno partecipante alla incendio	3,85 cm
ricalcolo Copertura in legno											
archi	8,00	0,72	0,08	38,00	350,00	7234,24	19,00	0,80	1,00	109960,48	
banchine	2,00	0,24	0,04	66,90	350,00	1308,95	19,00	0,80	1,00	19895,97	
arcarecci	9,00	0,04	0,08	39,40	350,00	1939,96	19,00	0,80	1,00	29487,44	
pilastri di testata	2,00	0,06	0,24	34,40	350,00	2014,27	19,00	0,80	1,00	30616,92	
listellatura di testata	2,00	0,08	0,08	48,30	350,00	845,87	19,00	0,80	1,00	12857,18	
										legno	202818,00 MJ
										altri materiali	127327,61
										tot	330145,61 MJ
										sup	1086,25
										carico incendio specifico	303,93 MJ/mq
										δq1	1,40
										δq2	1,00
										δn4	0,85
										carico incendio di progetto	361,68 < 450 MJ/mq
										cl.30	
										spessore di legno partecipante alla incendio	2,80 cm
ricalcolo Copertura in legno											
archi	8,00	0,74	0,10	38,00	350,00	5386,39	19,00	0,80	1,00	81873,18	
banchine	2,00	0,26	0,06	66,90	350,00	1007,03	19,00	0,80	1,00	15306,89	
arcarecci	9,00	0,06	0,10	39,40	350,00	1556,84	19,00	0,80	1,00	23663,90	
pilastri di testata	2,00	0,08	0,26	34,40	350,00	1848,91	19,00	0,80	1,00	28103,49	
listellatura di testata	2,00	0,10	-0,08	48,30	350,00	1349,53	19,00	0,80	1,00	20512,92	
										legno	169460,39 MJ
										altri materiali	127327,61
										tot	296788,01 MJ
										sup	1086,25
										carico incendio specifico	273,22 MJ/mq
										δq1	1,40
										δq2	1,00
										δn4	0,85
										carico incendio di progetto	325,13 < 450 MJ/mq
										cl.30	

cl. 30 min per le strutture in legno lamellare della copertura dei campi da gioco

2.7 MODELLI NUMERICI¹⁵

2.7.1 METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI¹⁶

Il modello tridimensionale della struttura in oggetto rappresenta le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. La copertura ad arco è stata modellata con elementi finiti tipo beam a 2 nodi. Il comportamento del modello di calcolo è assunto elastico lineare. L'analisi sismica della struttura è dinamica lineare. Per la struttura in legno è stata eseguita un'analisi lineare considerando ai fini sismici un sistema non dissipativo (fattore di struttura $q = 1,35/1,00$).

2.7.2 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO¹⁷

Il calcolo strutturale e le verifiche degli elementi strutturali ai sensi delle vigenti norme sono condotte mediante l'ausilio del software "MASTERSAP", distribuito da AMV s.r.l. Via San Lorenzo, 106 34077 Ronchi dei Legionari (GO). Il solutore ad elementi finiti utilizzato è "Life 1.2" della stessa software house. Entrambi i software utilizzati sono corredati di documenti di validazione, che sono stati debitamente analizzati. Sono state inoltre condotte diffuse verifiche a campione per la verifica dei risultati utilizzando controlli manuali.

L'analisi della struttura è condotta secondo il metodo degli elementi finiti con approccio negli spostamenti, discretizzando la struttura in elementi connessi in corrispondenza dei nodi, ed assumendo le componenti di spostamento nodale (traslazioni e rotazioni) quali incognite del problema. La soluzione del problema si ottiene risolvendo un sistema di equazioni lineari:

$$[K] \{u\} = \{F\}$$

Dove: $[K]$ = matrice di rigidezza
 $\{u\}$ = vettore spostamenti nodali
 $\{F\}$ = vettore forze nodali

La soluzione numerica del sistema lineare è effettuata mediante il metodo diretto per matrici sparse (Sparse Matrix). Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi presenti sulla struttura.

¹⁵ In questa parte viene descritto il modello numerico utilizzato (o i modelli numerici utilizzati) per l'analisi della struttura. La presentazione delle informazioni deve essere, coerentemente con le prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC-08, tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

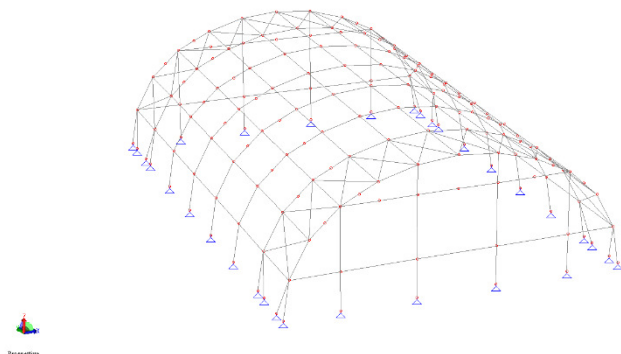
¹⁶ Viene definito e motivato il tipo di analisi condotta (statica o dinamica, lineare o non lineare per geometria e/o materiali, etc.) e se trattasi di un passo nell'ambito di più analisi concatenate. Vengono altresì evidenziate eventuali interazioni con altre unità strutturali ed esplicitate le modalità con cui tali interazioni sono considerate nelle analisi.

¹⁷ Le informazioni relative ad "origine e caratteristiche dei codici di calcolo", "affidabilità dei codici utilizzati" e "validazione dei codici", devono essere riportate secondo quanto previsto al paragrafo 10.2 delle NTC-08 e relative parti della "Circolare Ministeriale".

2.7.3 MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE¹⁸

I modelli di calcolo utilizzati sono:

186 nodi
295 beam
24 vincoli tipo cerniera sferica



Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ assumendo l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Al fine di non appesantire eccessivamente la trattazione, si omettono i dettagli relativi alle coordinate nodali ed all'incidenza degli elementi, per i quali si rimanda ai tabulati estratti dal software di calcolo ed allegati alla presente.

Si considerano per i materiali le seguenti caratteristiche meccaniche:

Legno lamellare incollato GL24h

ρ_k =	Massa volumica caratteristica	=	380 kg/m ³
$E_{0,mean}$ =	Modulo elasticità medio parallelo alla fibratura	=	11 600 MPa
E_k =	Modulo elasticità caratteristico parallelo alla fibratura	=	9 400 MPa
$E_{90,mean}$ =	Modulo elasticità medio perpendicolare alla fibratura	=	390 MPa
G_{mean} =	Modulo elasticità tangenziale medio	=	720 MPa
$f_{m,k}$ =	Resistenza caratteristica a flessione	=	24.0 MPa
$f_{t,0,k}$ =	Resistenza caratteristica a trazione //	=	16.5 MPa
$f_{t,90,k}$ =	Resistenza caratteristica a trazione $\perp$	=	0.4 MPa
$f_{c,0,k}$ =	Resistenza caratteristica a compressione //	=	24.0 MPa
$f_{c,90,k}$ =	Resistenza caratteristica a compressione $\perp$	=	2.7 MPa
$f_{v,k}$ =	Resistenza caratteristica a taglio	=	2.7 MPa
γ_m =	Coeff. parziale di sicurezza comb. fondamentali	=	1.25
cl.serv. =	Classe di servizio	=	2
k_{def} =	Coeff. correttivo deformabilità a lungo termine	=	0,60
k_{mod} =	Coeff. correttivo resistenza per carichi permanenti	=	0,60
	Coeff. correttivo resistenza per carichi breve durata	=	0,90
	Coeff. correttivo resistenza per carichi istantanei	=	1,00

Legno lamellare incollato GL28h

ρ_k =	Massa volumica caratteristica	=	410 kg/m ³
------------	-------------------------------	---	-----------------------

¹⁸ Vengono riportate le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione geometrica e meccanica del modello numerico, anche con riferimento alla fase esecutiva modellata.

$E_{0,mean}$	=	Modulo elasticità medio parallelo alla fibratura	=	12 600 MPa
E_k	=	Modulo elasticità caratteristico parallelo alla fibratura	=	10 200 MPa
$E_{90,mean}$	=	Modulo elasticità medio perpendicolare alla fibratura	=	420 MPa
G_{mean}	=	Modulo elasticità tangenziale medio	=	780 MPa
$f_{m,k}$	=	Resistenza caratteristica a flessione	=	28.0 MPa
$f_{t,0,k}$	=	Resistenza caratteristica a trazione //	=	19.5 MPa
$f_{t,90,k}$	=	Resistenza caratteristica a trazione $\perp$	=	0.45 MPa
$f_{c,0,k}$	=	Resistenza caratteristica a compressione //	=	26,5 MPa
$f_{c,90,k}$	=	Resistenza caratteristica a compressione $\perp$	=	3,0 MPa
$f_{v,k}$	=	Resistenza caratteristica a taglio	=	3,2 MPa
γ_m	=	Coeff. parziale di sicurezza comb. fondamentali	=	1.25
cl.serv.	=	Classe di servizio	=	2
k_{def}	=	Coeff. correttivo deformabilità a lungo termine	=	0,60
k_{mod}	=	Coeff. correttivo resistenza per carichi permanenti	=	0,60
	=	Coeff. correttivo resistenza per carichi breve durata	=	0,90
	=	Coeff. correttivo resistenza per carichi istantanei	=	1,00

2.7.4 MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI¹⁹

Per le strutture in legno in elevazione è stato costruito un modello vincolato a terra mediante un sistema vincoli assimilabili a cerniere

2.7.5 MODELLAZIONE DELLE AZIONI²⁰

Il peso proprio è conteggiato in maniera automatica dal programma di calcolo. I carichi permanenti ed i sovraccarichi variabili d'impalcato sono assegnati al modello per mezzo degli elementi di tipo "Solaio", aventi funzione di "area di carico" in grado di ripartire le forze di superficie tra gli elementi ed i Nodi interessati sulla base delle relative aree d'influenza. Nel caso specifico della copertura ad archi in legno lamellare i carichi sono stati assegnati attraverso le relative aree di influenza.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da una azione, una categoria, una condizione e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (f_X , f_Y , f_Z , f_V) e locali (f_x , f_y , f_z), forze concentrate riferite agli assi globali (F_X , F_Y , F_Z , F_V) o locali (F_x , F_y , F_z), momenti concentrati riferiti agli assi locali (M_x , M_y , M_z), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (m_x), carichi termici (t_x , t_y , t_z), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. Gli effetti del sisma sono considerati mediante un'analisi lineare statica equivalente. Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi presenti sulla struttura. Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

Carico distribuito con riferimento globale X

¹⁹ Vengono riportate le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione dei vincoli esterni ed interni (vincoli e/o sconnessioni tra elementi) adottati nel modello numerico.

²⁰ Vengono riportate le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione delle azioni applicate al modello numerico, coerentemente con quanto indicato nella parte "2.6. Azioni di progetto sulla costruzione".

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
PARETE SOTTOVENTO	9	Condizione 4	Variabile: Vento	33.439999	0.000	33.439999	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Y

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
PARETI LATERALI	10	Condizione 4	Variabile: Vento	54.340000	0.000	54.340000	0.000	0.0000	0.0000
PARETE SOPRAVVENTO vento in dir Y	12	Condizione 5	Variabile: Vento	75.239998	0.000	75.239998	0.000	0.0000	0.0000
PARETE SOTTOVENTO vento in dir Y	13	Condizione 5	Variabile: Vento	33.439999	0.000	33.439999	0.000	0.0000	0.0000
VENTO RADENTE	15	Condizione 5	Variabile: Vento	4.180000	0.000	4.180000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
NEVE CASO 01	2	Condizione 2	Variabile: Neve	-	0.000	-	0.000	0.0000	0.0000
NEVE CASO 02-1	3	Condizione 3	Variabile: Neve	-51.500000	0.000	-51.500000	0.000	0.0000	0.0000
NEVE CASO 02-2	4	Condizione 3	Variabile: Neve	-	0.000	-	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento locale y

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Copertura in PVC	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-14.000000	0.000	-14.000000	0.000	1.0000	0.0000
VENTO-A	5	Condizione 4	Variabile: Vento	51.840000	0.000	51.840000	0.000	0.0000	0.0000
VENTO-B	6	Condizione 4	Variabile: Vento	104.500000	0.000	104.500000	0.000	0.0000	0.0000
VENTO-C	7	Condizione 4	Variabile: Vento	41.799999	0.000	41.799999	0.000	0.0000	0.0000
PARETE SOPRAVVENTO	8	Condizione 4	Variabile: Vento	75.239998	0.000	75.239998	0.000	0.0000	0.0000
PRESSIONE INTERNA	11	Condizione 6	Variabile: Vento	54.340000	0.000	54.340000	0.000	0.0000	0.0000
PARETI LATERALI vento in dir Y	14	Condizione 5	Variabile: Vento	54.340000	0.000	54.340000	0.000	0.0000	0.0000

2.7.6 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO²¹

Una volta eseguita l'analisi per le singole condizioni di carico il programma provvede a determinare le situazioni più gravose per ciascuna verifica in ogni punto di ogni elemento utilizzando la sovrapposizione degli effetti.

ANALISI STATICA LINEARE

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	SLU-01	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.500
2	SLU-02	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.900
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.900

²¹ Vengono indicate le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso viene motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in special modo con riguardo alla effettiva esaustività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	SLU-03	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.500
4	SLU-04	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500
5	SLU-05	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	R-01	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.000
7	R-02	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.600
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.600
8	R-03	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.000
9	R-04	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.000
10	R-05	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.000
11	F-01	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.200
13	F-02	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 4	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.200
14	F-03	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.200
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.200
15	QP-01-VVF	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

ANALISI DINAMICA LINEARE

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

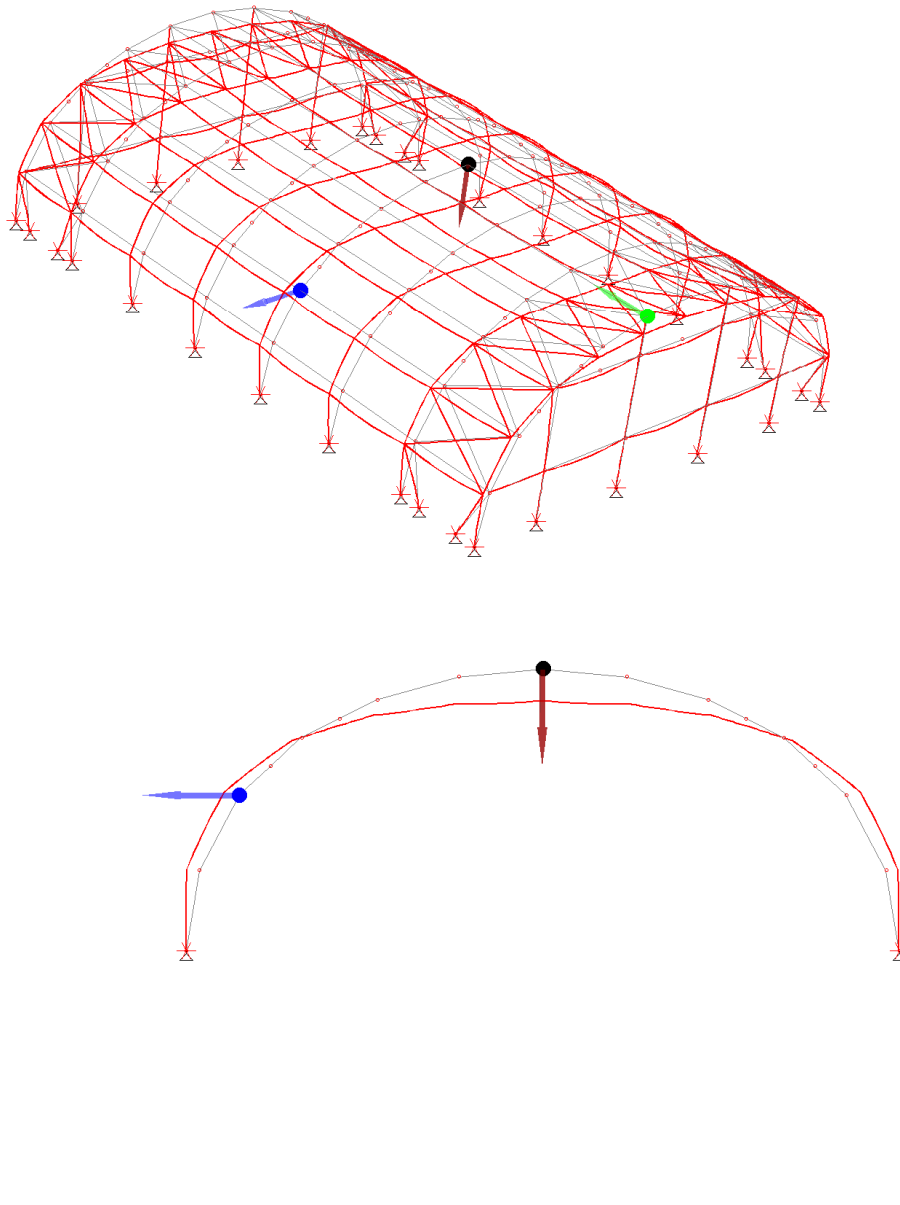
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000

2.8 PRICIPALI RISULTATI²²

2.8.1 DEFORMATE E SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO²³

Si riportano le configurazioni deformate e gli andamenti degli spostamenti di maggiore interesse per le varie condizioni di carico elementari. Le unità di misura sono [ML].

R-01



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

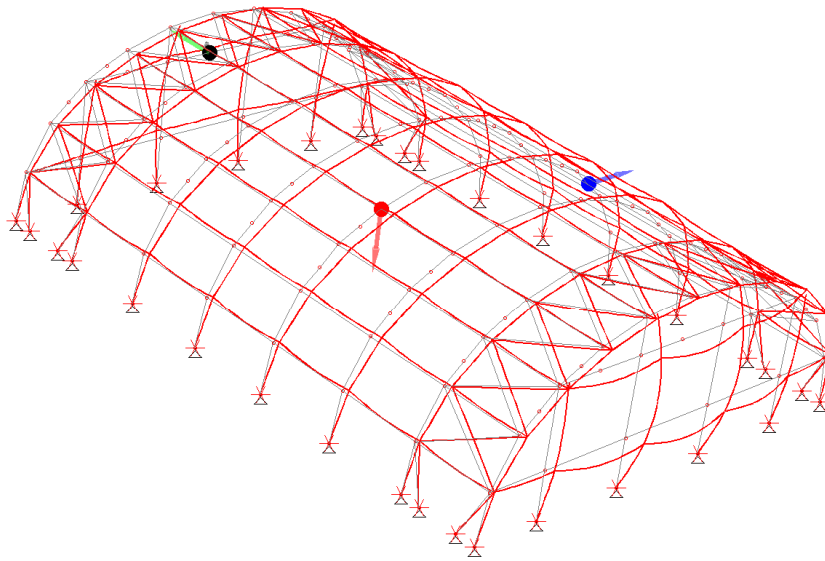
Massime deformazioni al nodo 46 $d=0.0386$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$ $dz=-0.0386$

²² I risultati devono costituire una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

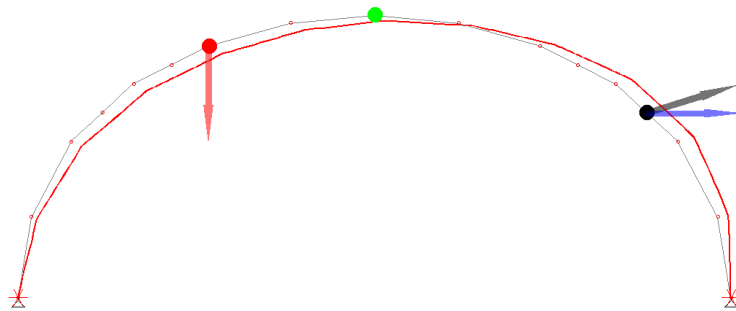
²³ Vengono riportati i principali risultati atti a descrivere il comportamento della struttura, in termini di stati di sollecitazione e di deformazione generalizzata, distinti per condizione elementare di carico o per combinazioni omogenee delle stesse

Direzione x: nodo 42 $dx=-0.0183$ $dy=-0.0000$ $dz=0.0039$
 Direzione y: nodo 6 $dy=0.0006$ $dx=-0.0002$ $dz=-0.0171$
 Direzione z: nodo 46 $dz=-0.0386$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$

R02



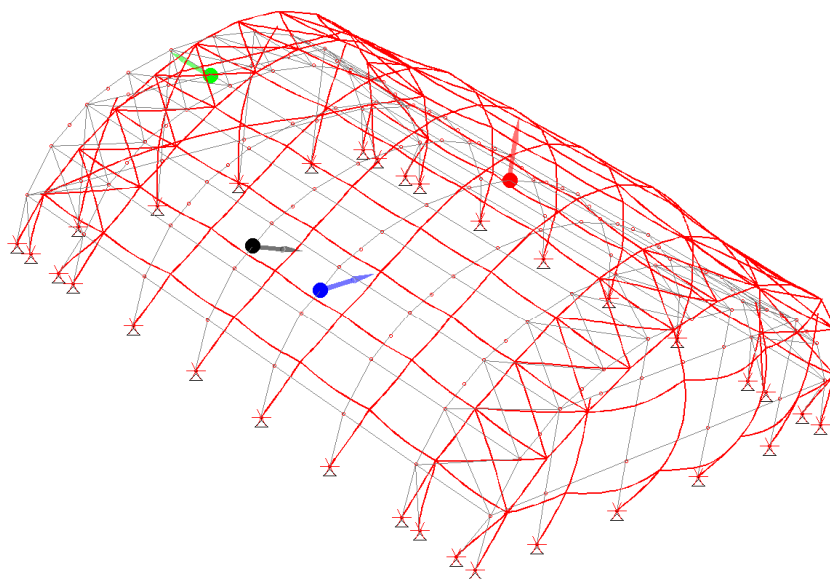
Prospettiva



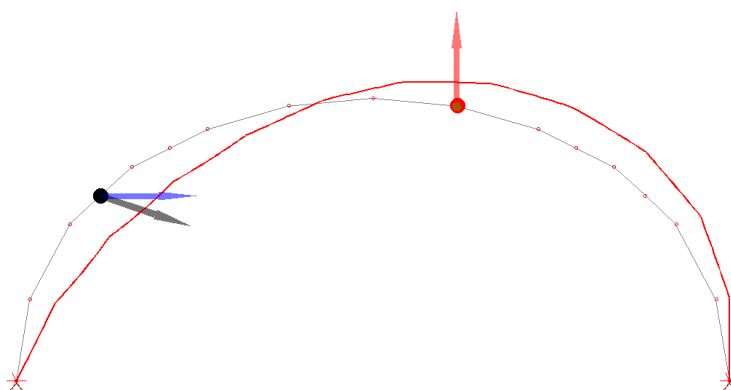
Sezione XZ

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 140 $d=0.0231$ $dx=0.0133$ $dy=0.0180$ $dz=-0.0054$
 Direzione x: nodo 157 $dx=0.0211$ $dy=-0.0000$ $dz=0.0065$
 Direzione y: nodo 140 $dy=0.0180$ $dx=0.0133$ $dz=-0.0054$
 Direzione z: nodo 44 $dz=-0.0089$ $dx=0.0174$ $dy=0.0000$



Prospettiva



Sezione XZ

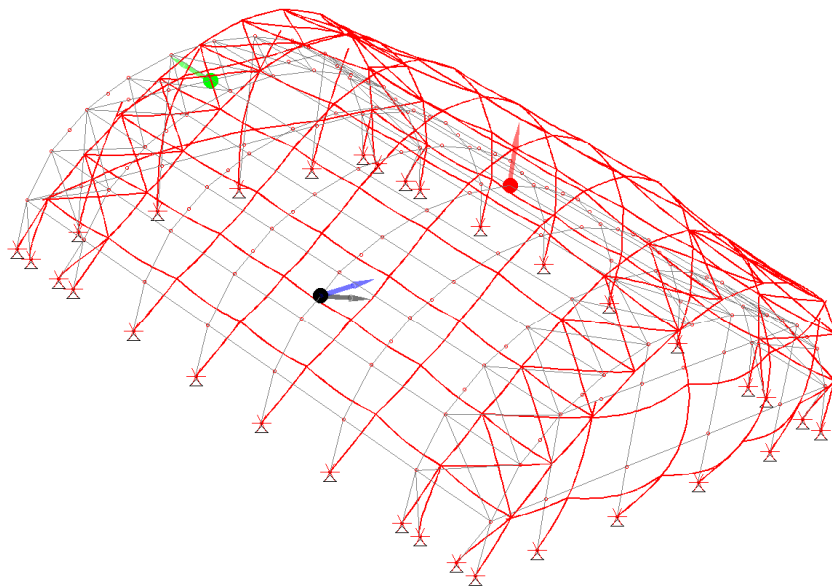
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 150 $d=0.0552$ $dx=0.0524$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0176$

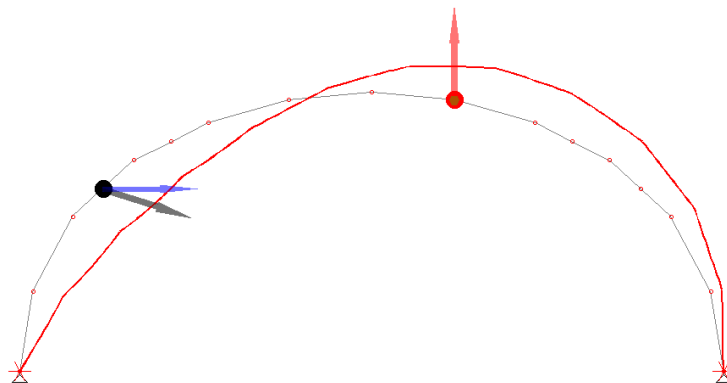
Direzione x: nodo 149 $dx=0.0524$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0176$

Direzione y: nodo 140 $dy=0.0303$ $dx=0.0324$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 47 $dz=0.0278$ $dx=0.0430$ $dy=-0.0001$



Prospettiva



Sezione XZ

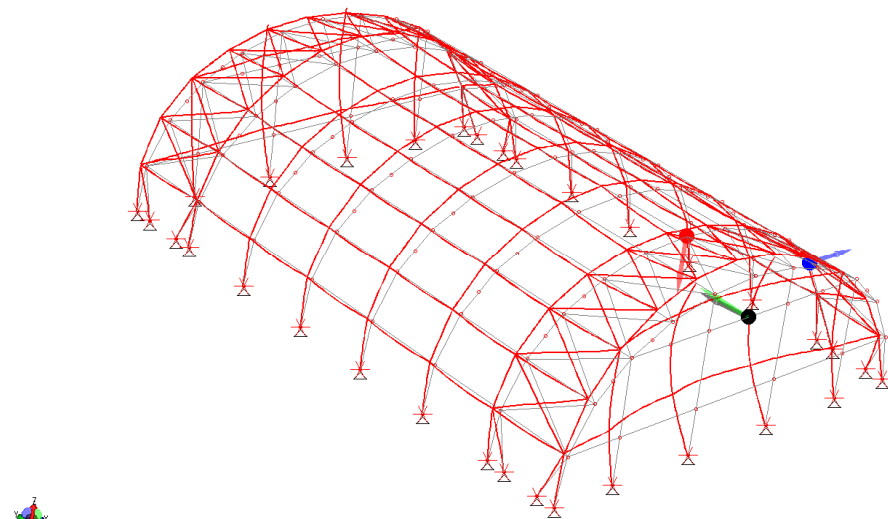
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 149 $d=0.0662$ $dx=0.0630$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0205$

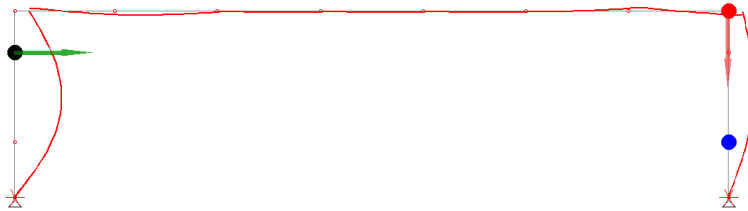
Direzione x: nodo 149 $dx=0.0630$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0205$

Direzione y: nodo 140 $dy=0.0303$ $dx=0.0368$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 47 $dz=0.0403$ $dx=0.0489$ $dy=-0.0001$



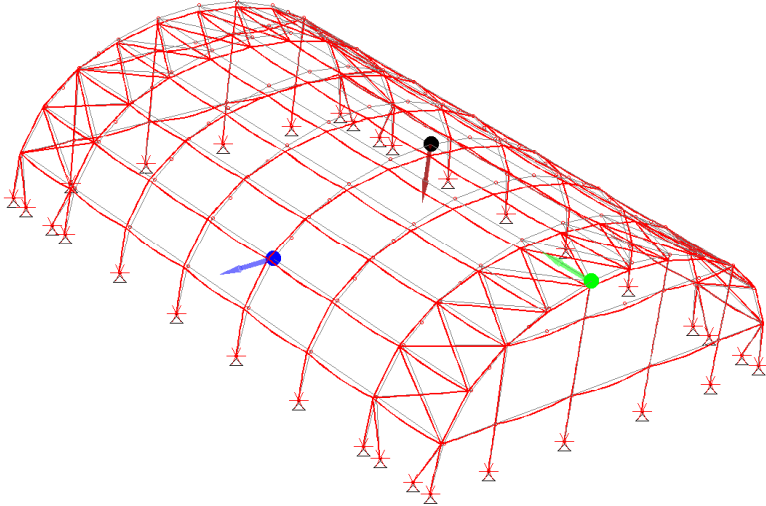
Prospettiva



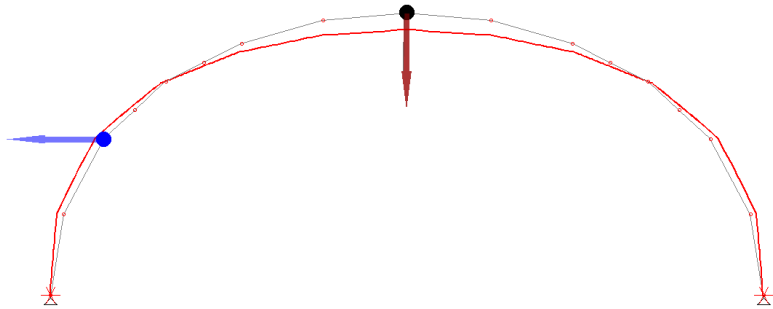
Sezione YZ

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 131 $d=0.0694$ $dx=0.0000$ $dy=0.0692$ $dz=-0.0054$
Direzione x: nodo 16 $dx=0.0064$ $dy=0.0160$ $dz=0.0010$
Direzione y: nodo 131 $dy=0.0692$ $dx=0.0000$ $dz=-0.0054$
Direzione z: nodo 20 $dz=-0.0123$ $dx=0.0000$ $dy=0.0374$



Prospettiva



Sezione XZ

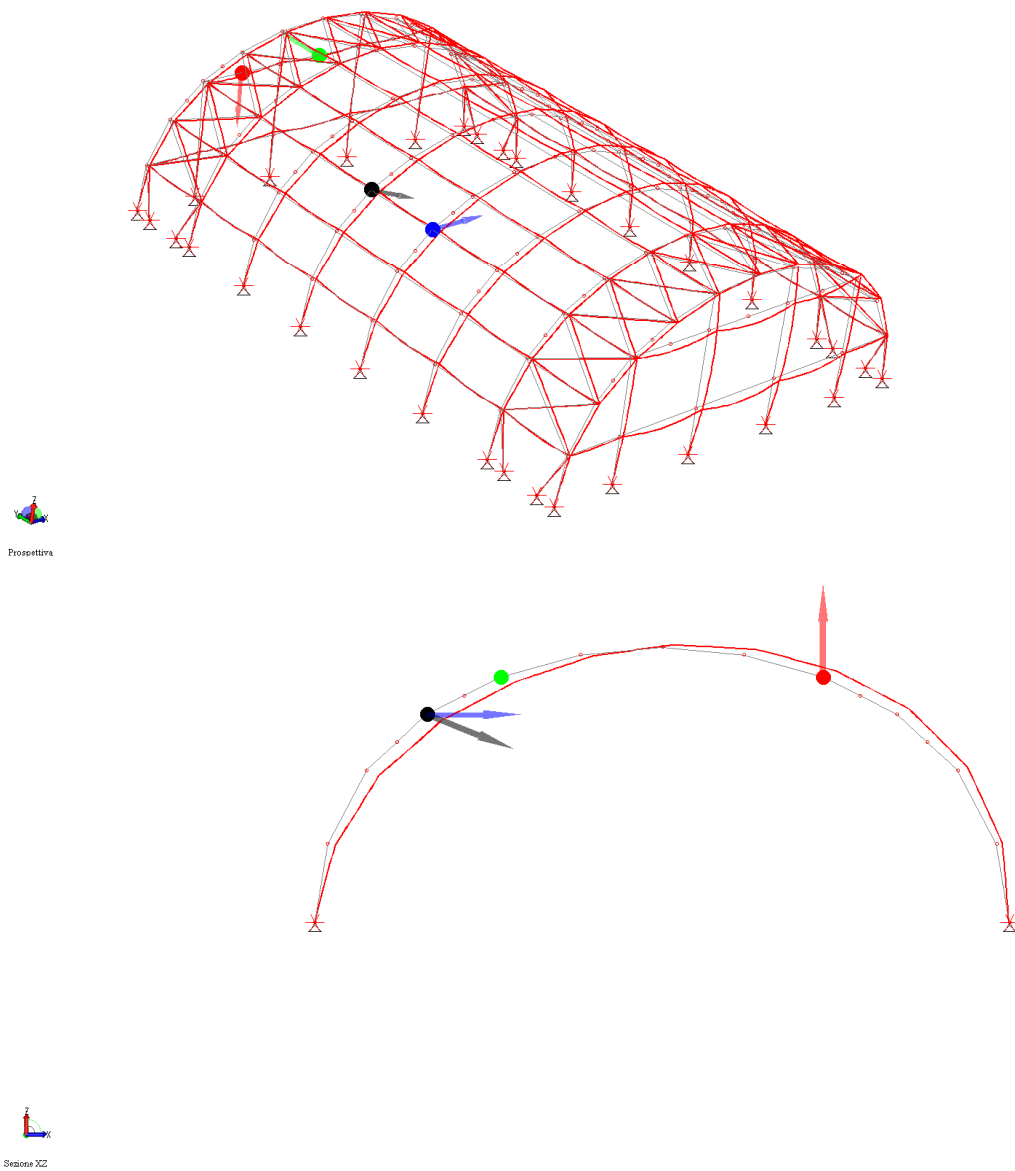
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 46 $d=0.0122$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$ $dz=-0.0122$

Direzione x: nodo 42 $dx=-0.0058$ $dy=-0.0000$ $dz=0.0012$

Direzione y: nodo 6 $dy=0.0002$ $dx=-0.0001$ $dz=-0.0058$

Direzione z: nodo 46 $dz=-0.0122$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$



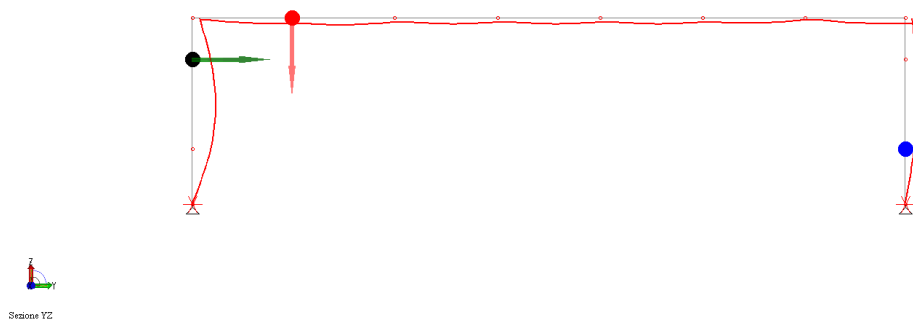
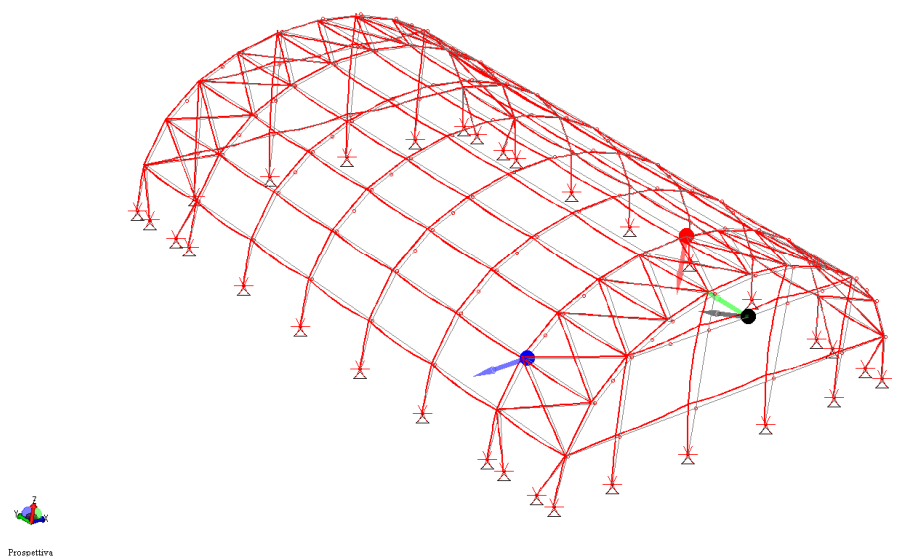
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 56 $d=0.0119$ $dx=0.0111$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0044$

Direzione x: nodo 43 $dx=0.0111$ $dy=0.0000$ $dz=-0.0044$

Direzione y: nodo 140 $dy=0.0061$ $dx=0.0074$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 138 $dz=-0.0057$ $dx=0.0074$ $dy=0.0035$



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

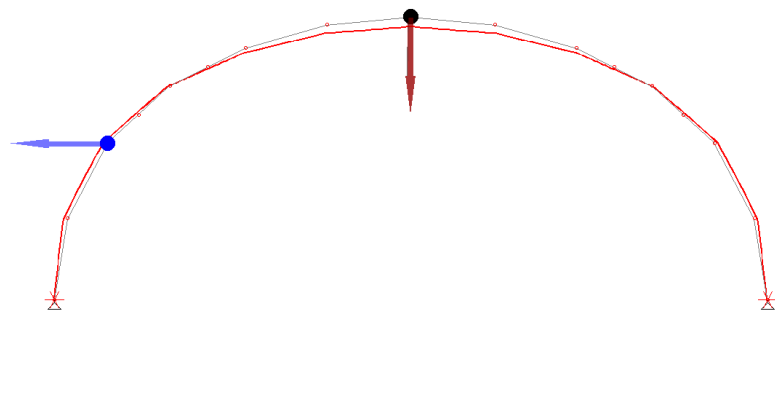
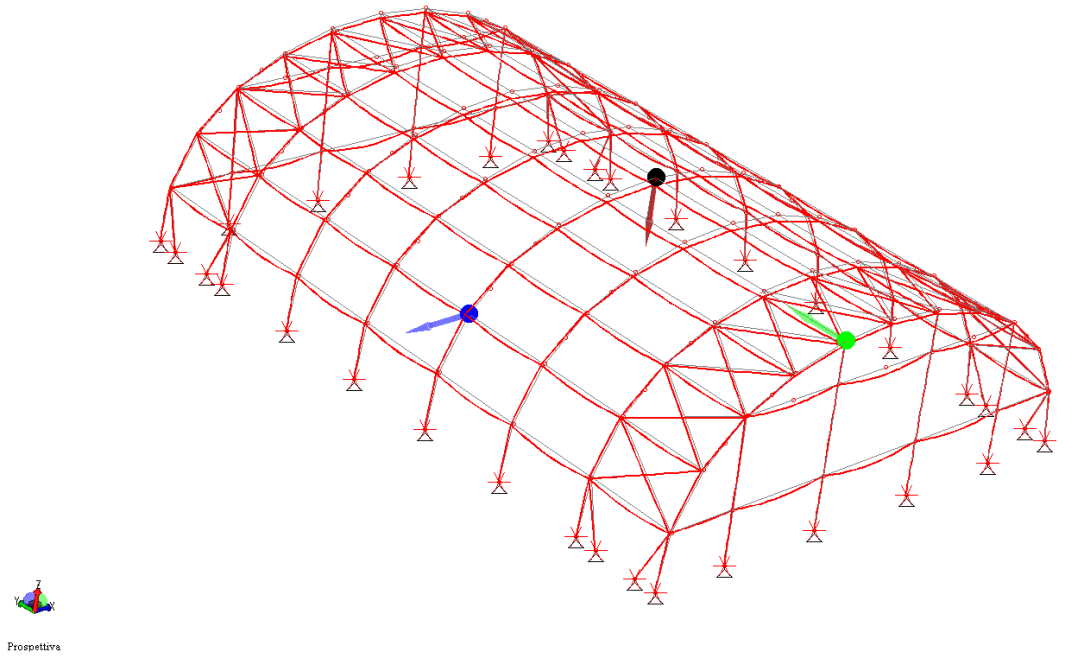
Massime deformazioni al nodo 131 $d=0.0150$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0140$ $dz=-0.0054$

Direzione x: nodo 24 $dx=-0.0031$ $dy=0.0033$ $dz=0.0005$

Direzione y: nodo 131 $dy=0.0140$ $dx=-0.0000$ $dz=-0.0054$

Direzione z: nodo 20 $dz=-0.0064$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0077$

QP

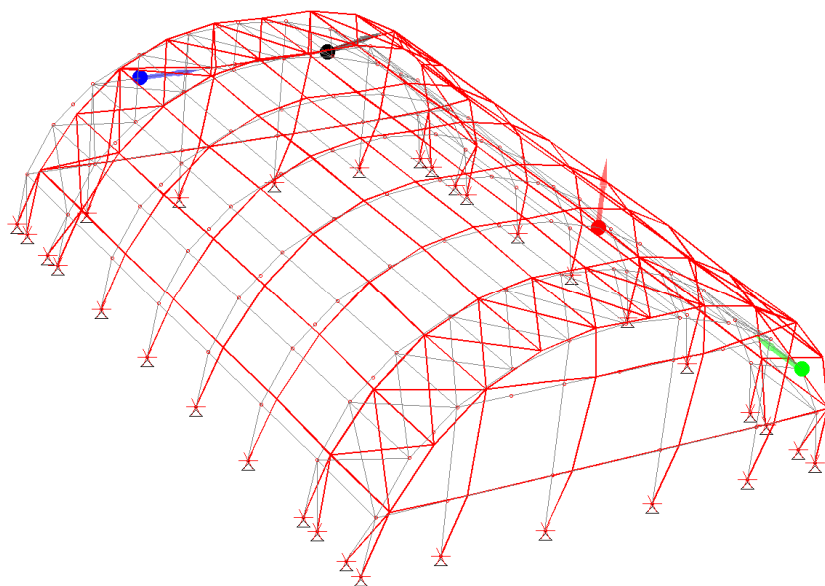


Massime deformazioni tra i nodi visibili:

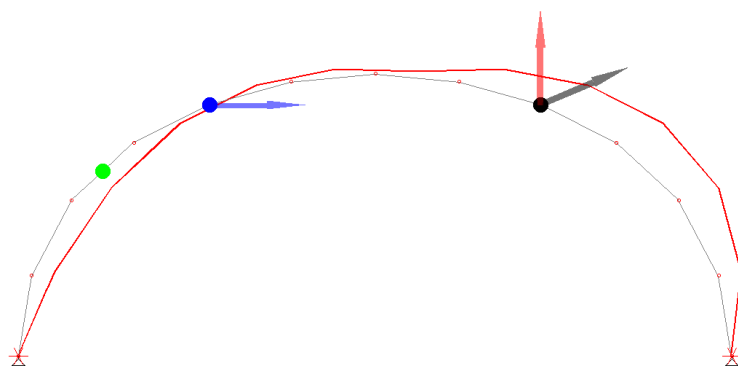
Massime deformazioni al nodo 46 $d=0.0056$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$ $dz=-0.0056$
Direzione x: nodo 42 $dx=-0.0026$ $dy=0.0000$ $dz=0.0005$
Direzione y: nodo 6 $dy=0.0001$ $dx=-0.0000$ $dz=-0.0030$
Direzione z: nodo 46 $dz=-0.0056$ $dx=-0.0000$ $dy=0.0001$

SLV-02 involucro dinamici slu Effetto comb. Sismi in X e Z

Prospettiva

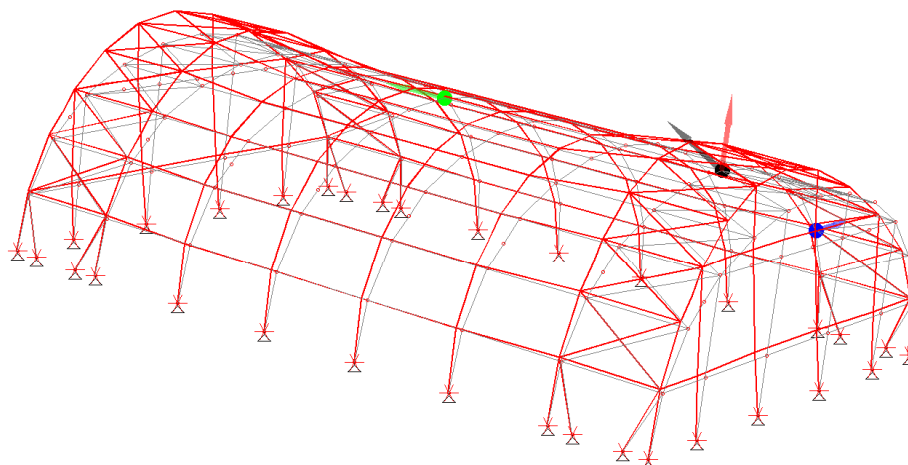


Sezione XZ

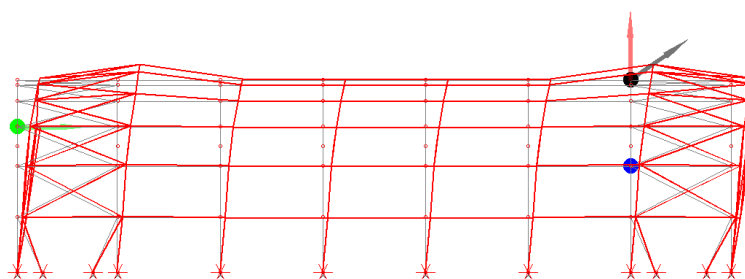


Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 142 $d=0.0389$ $dx=0.0381$ $dy=0.0002$ $dz=0.0077$
Direzione x: nodo 138 $dx=0.0381$ $dy=0.0002$ $dz=0.0077$
Direzione y: nodo 11 $dy=0.0003$ $dx=0.0259$ $dz=0.0082$
Direzione z: nodo 35 $dz=0.0150$ $dx=0.0351$ $dy=0.0002$



Prospettiva



Destra

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 20 $d=0.0442$ $dx=0.0001$ $dy=0.0393$ $dz=0.0203$
Direzione x: nodo 16 $dx=0.0100$ $dy=0.0130$ $dz=0.0020$
Direzione y: nodo 59 $dy=0.0395$ $dx=0.0000$ $dz=0.0021$
Direzione z: nodo 20 $dz=0.0203$ $dx=0.0001$ $dy=0.0393$

2.8.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

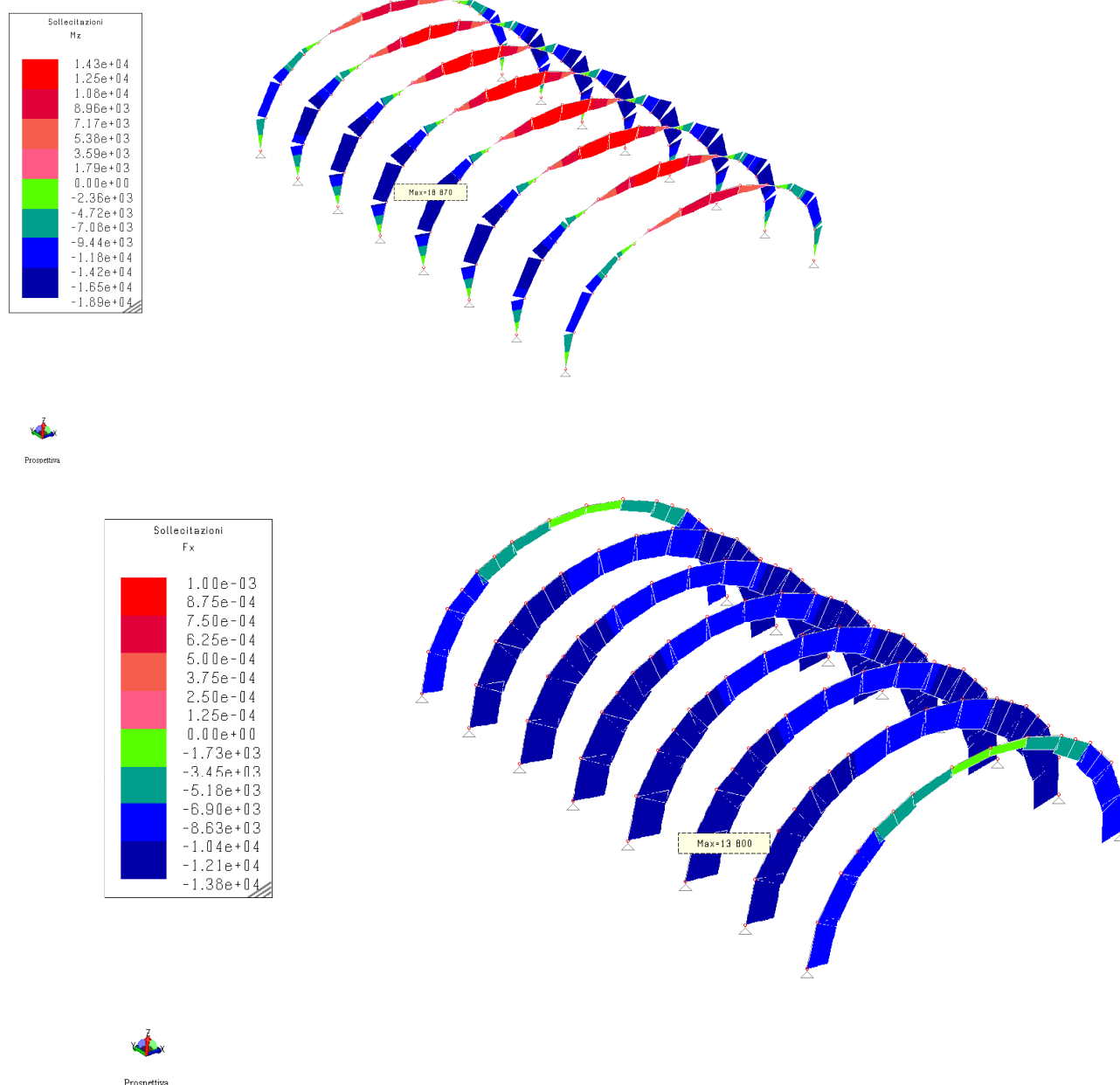
Nel caso specifico per quanto riguarda la struttura an archi in legno lamellare il problema non sussiste perché non sono presenti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale.

2.8.3 VERIFICHE DEGLI IMPIANTI IN TERMINI DI MANTENIMENTO DELLA FUNZIONALITÀ

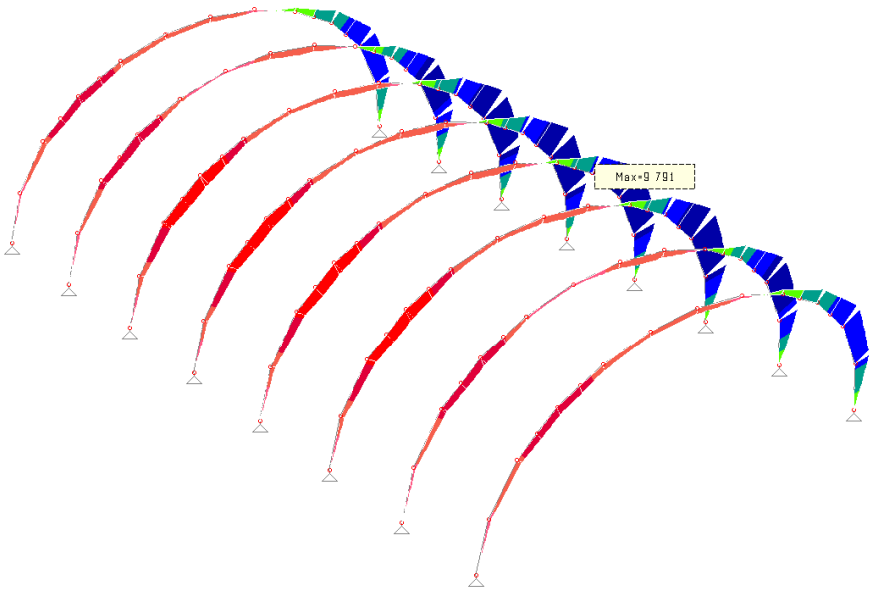
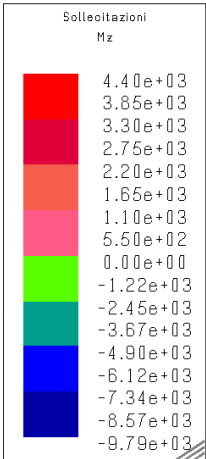
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi. Nel caso specifico gli unici impianti presenti sono l'impianto di illuminazione costituito da singoli punti saldamente vincolati all'orditura secondaria della struttura in legno e l'impianto di destratificazione dell'aria costituito da un tubo in PVC microforato anch'esso saldamente vincolato agli archi in legno entrambi non attraversano giunti sismici e per la natura della loro costruzione non risentono degli effetti degli spostamenti strutturali e delle accelerazioni prodotte dalle azioni sismiche relative allo SLO.

2.8.4 INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE²⁴

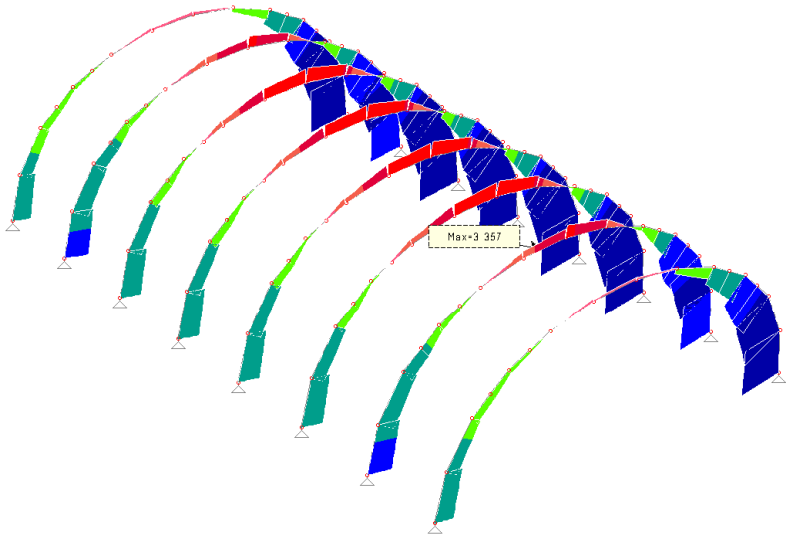
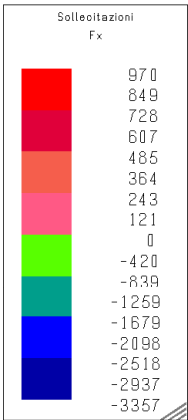
SLU-01



²⁴ L'analisi e la restituzione degli inviluppi (nelle combinazioni considerate agli SLU e agli SLE) delle caratteristiche di sollecitazione devono essere finalizzate alla valutazione dello stato di sollecitazione nei diversi elementi della struttura.

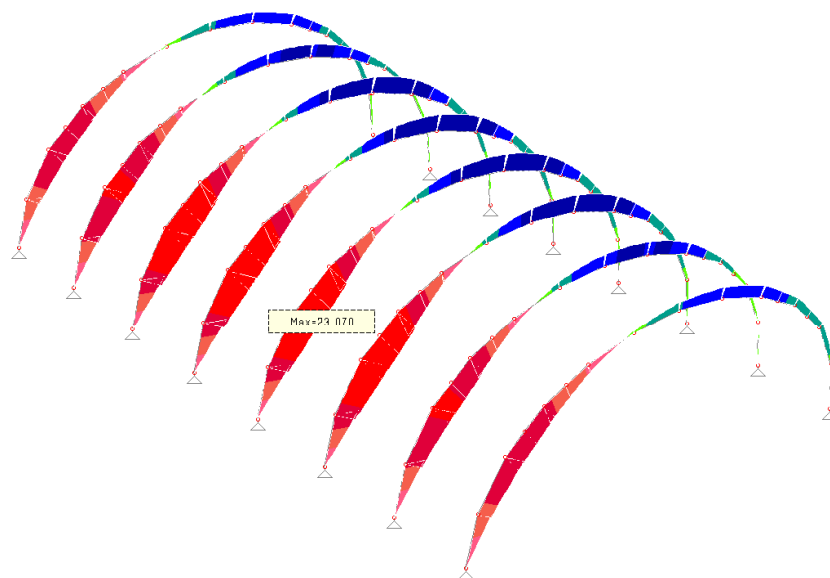
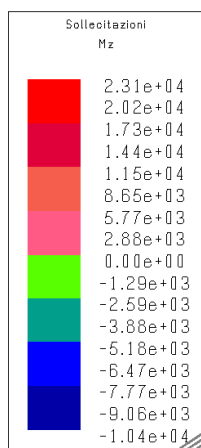


Prospettiva

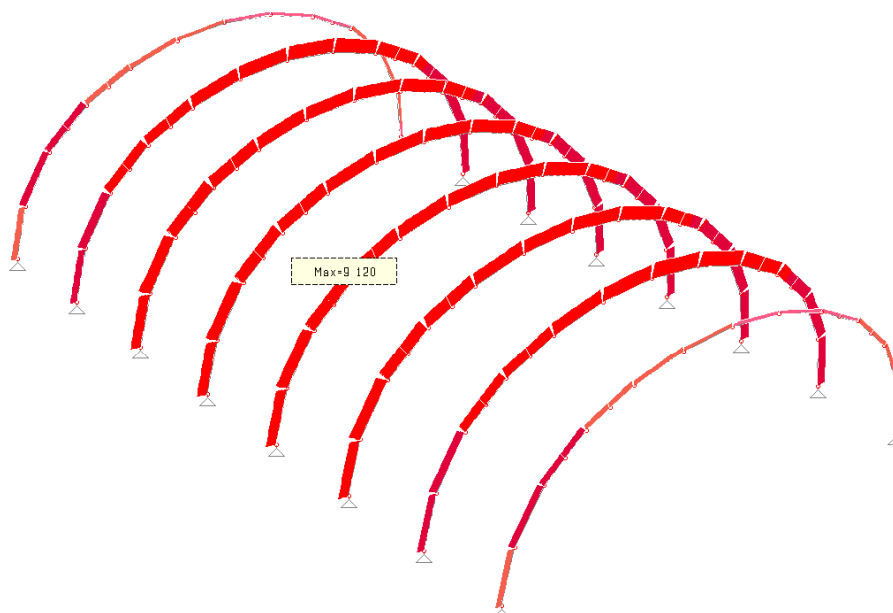
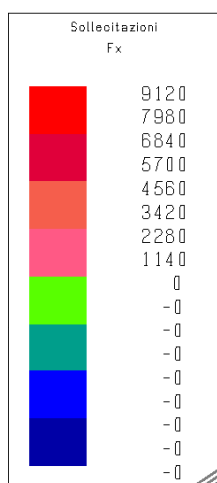


Prospettiva

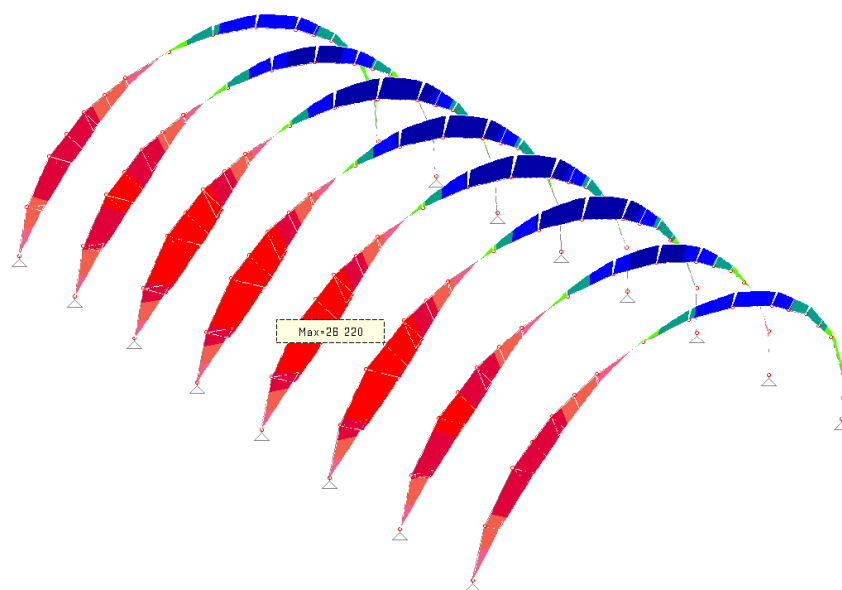
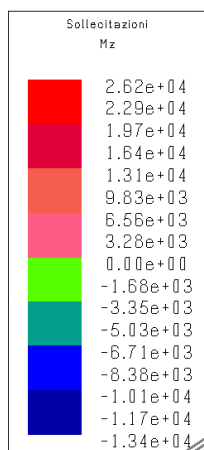
SLU-03



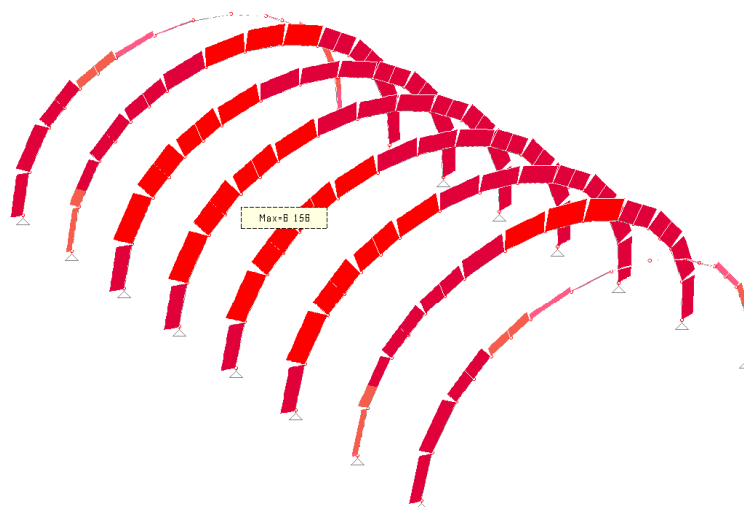
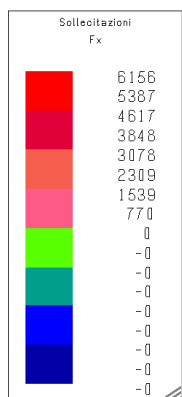
Prospettiva



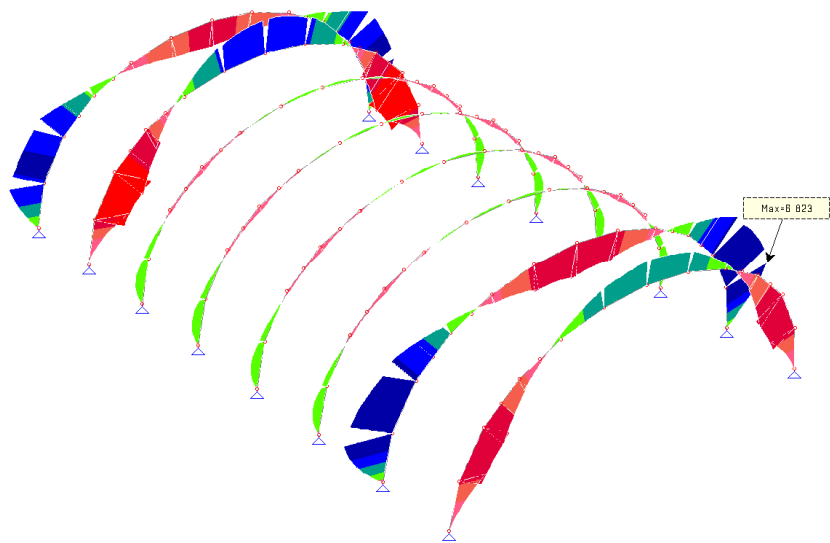
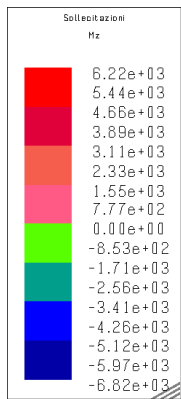
Prospettiva



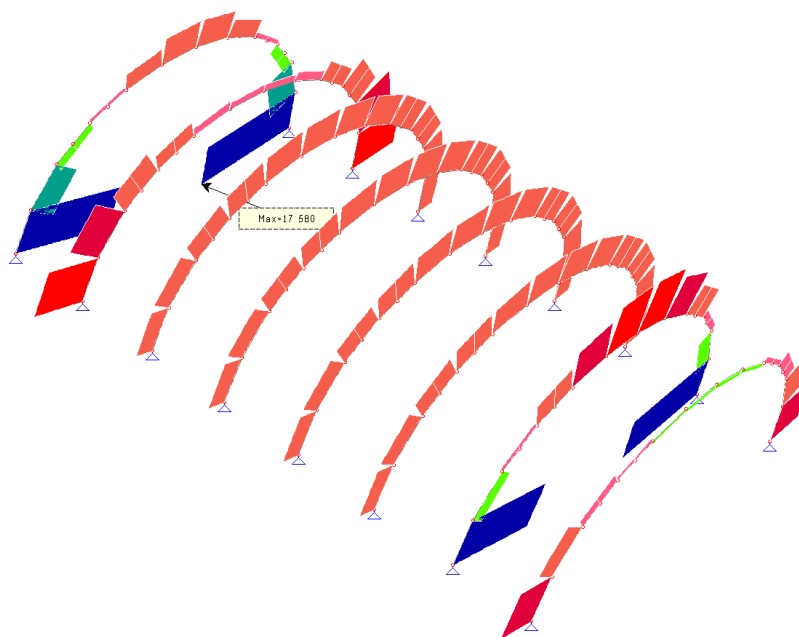
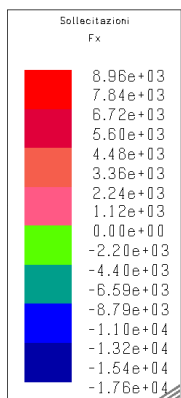
Prospettiva



Prospettiva

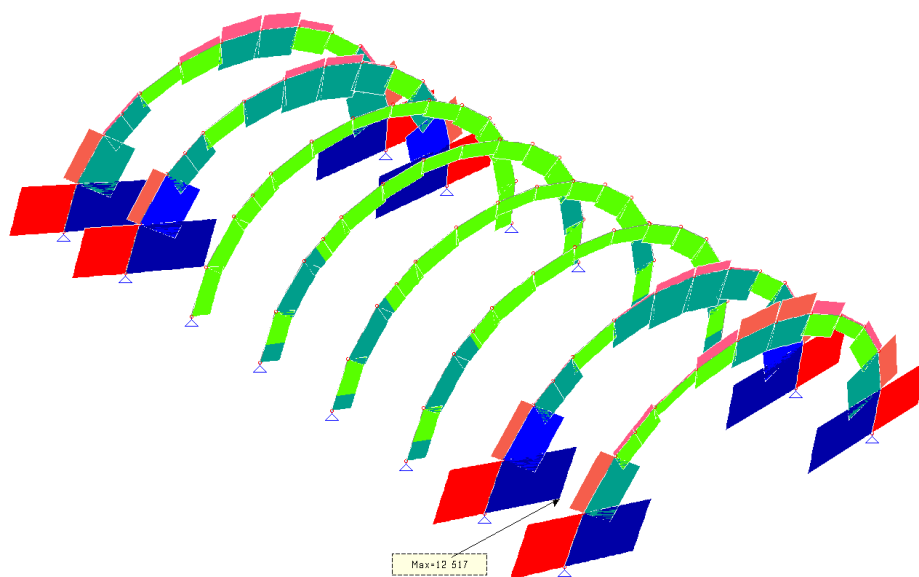
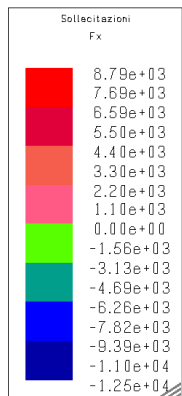


Prospettiva

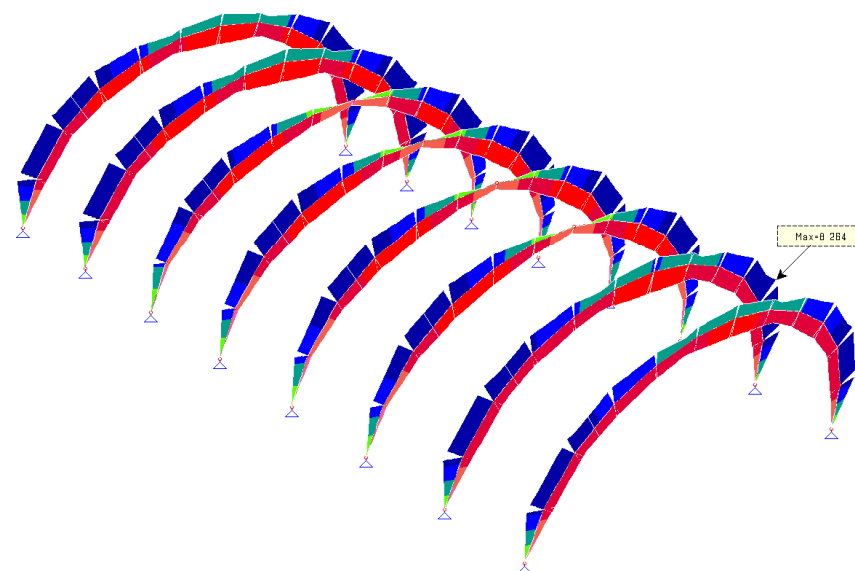
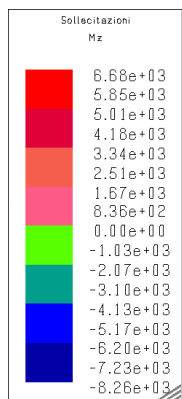


Prospettiva

SLV involucri analisi Dinamica



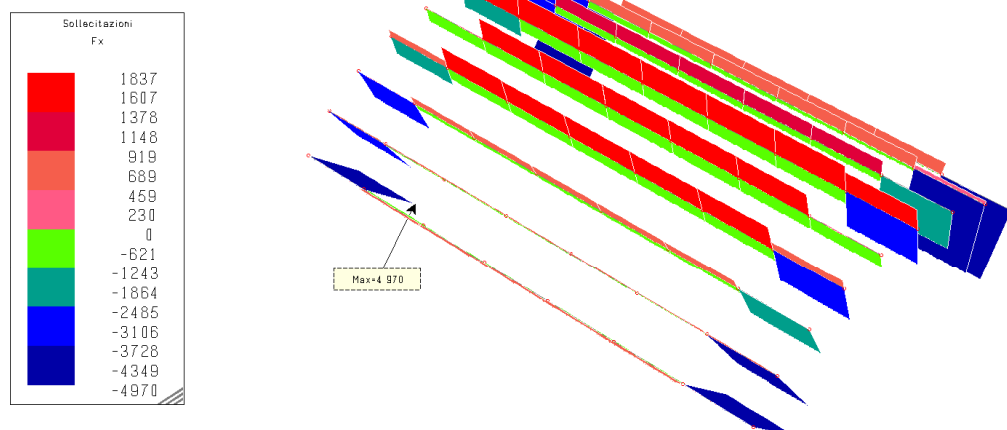
Prospettiva



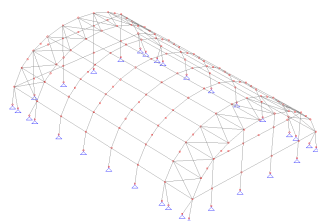
Prospettiva

ARCARECCHI

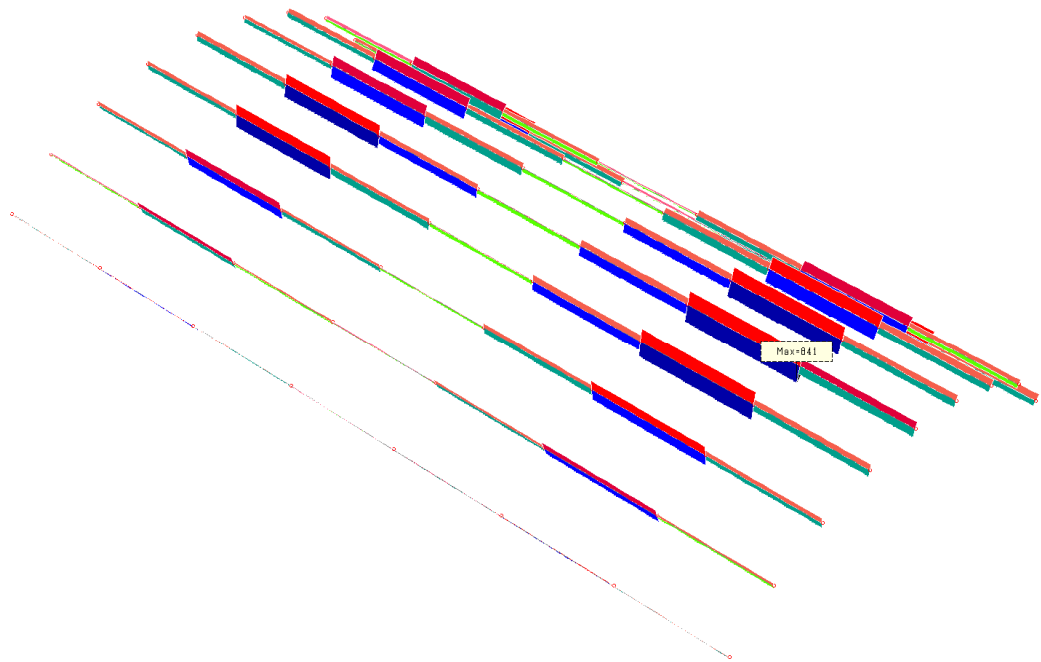
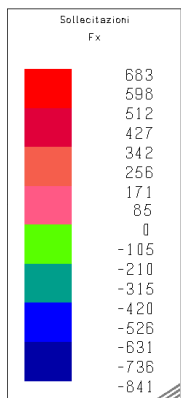
INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE



Prospettiva



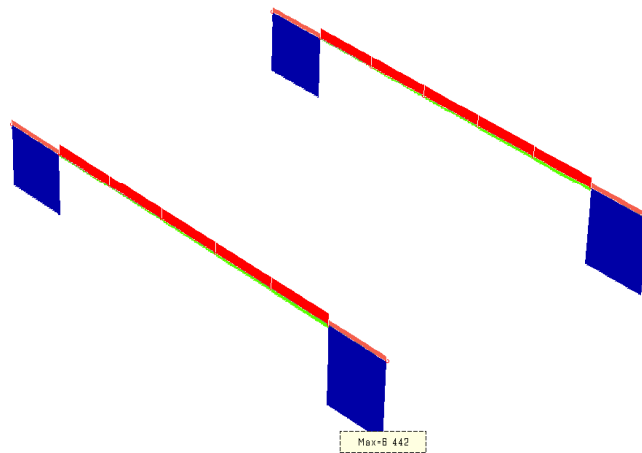
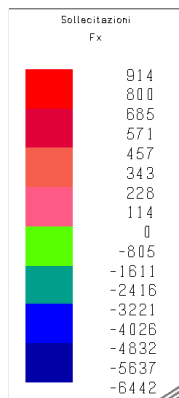
INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE



Prospettiva

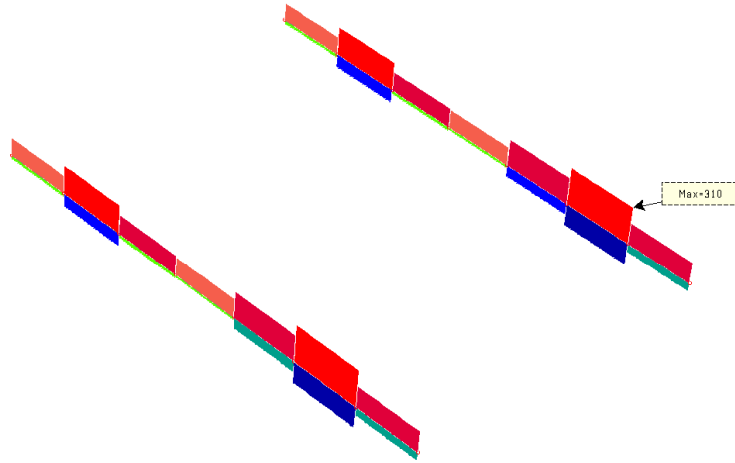
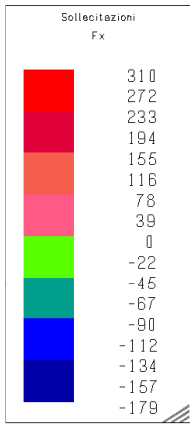
BANCHINA

INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE



Prospettiva

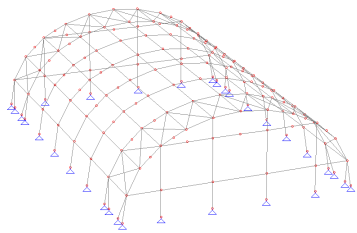
INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE



Prospettiva

TELAI DI TESTATA

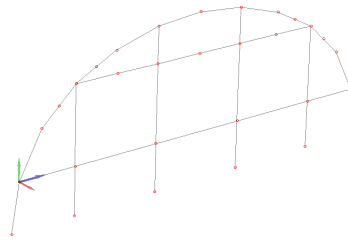
SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALE



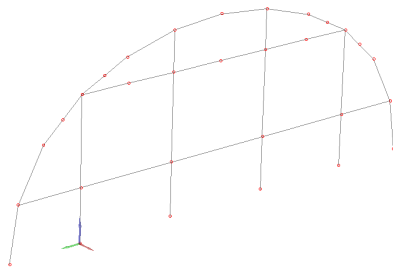
Prospettiva



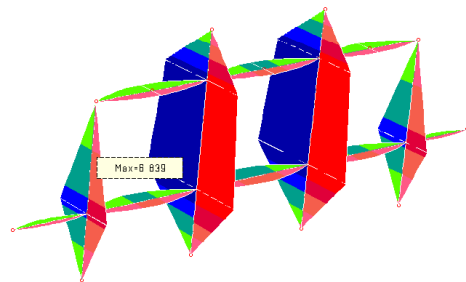
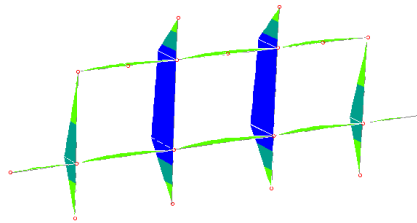
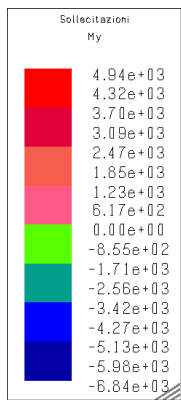
Prospettiva



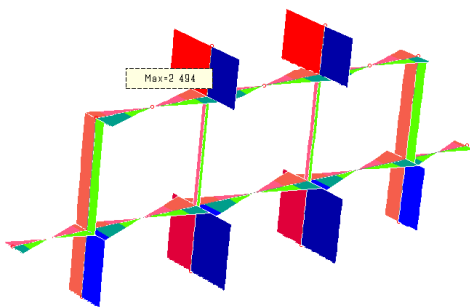
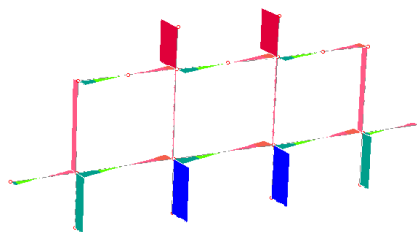
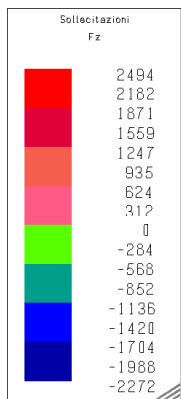
Prospettiva



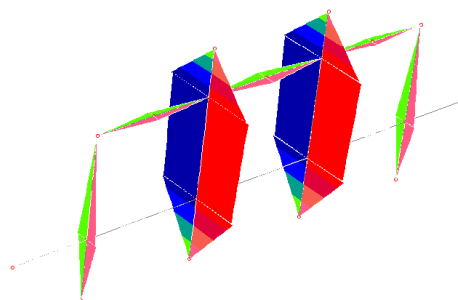
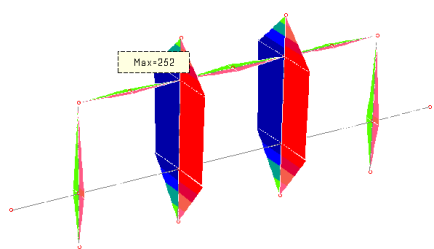
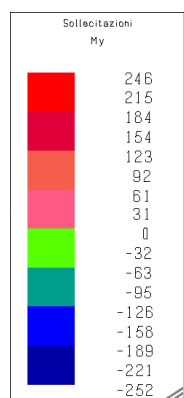
INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE



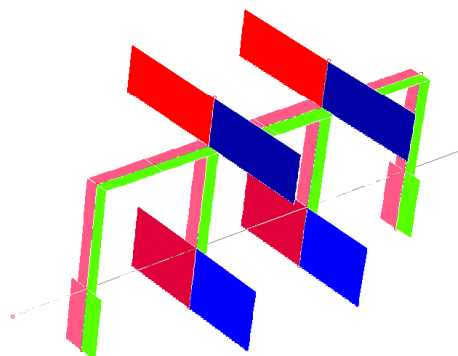
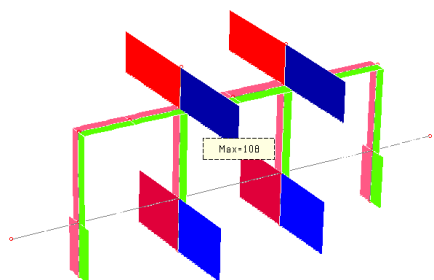
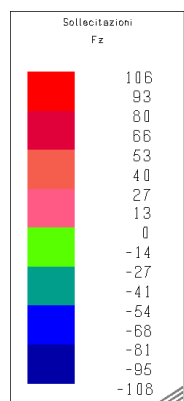
Prospettiva



INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE



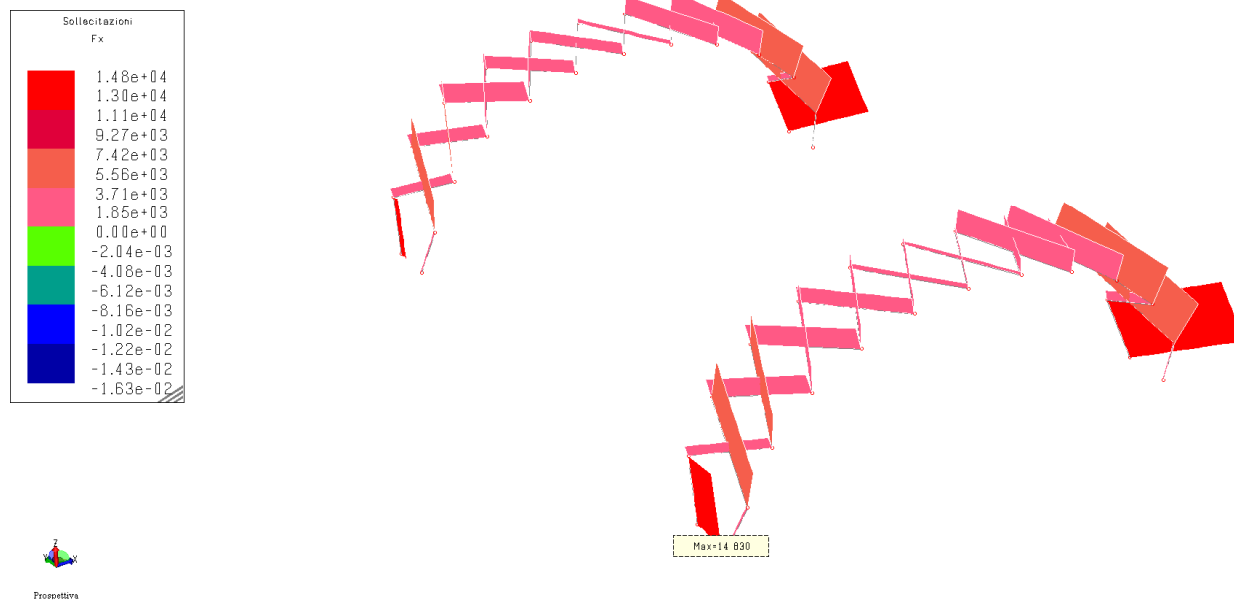
Prospettiva



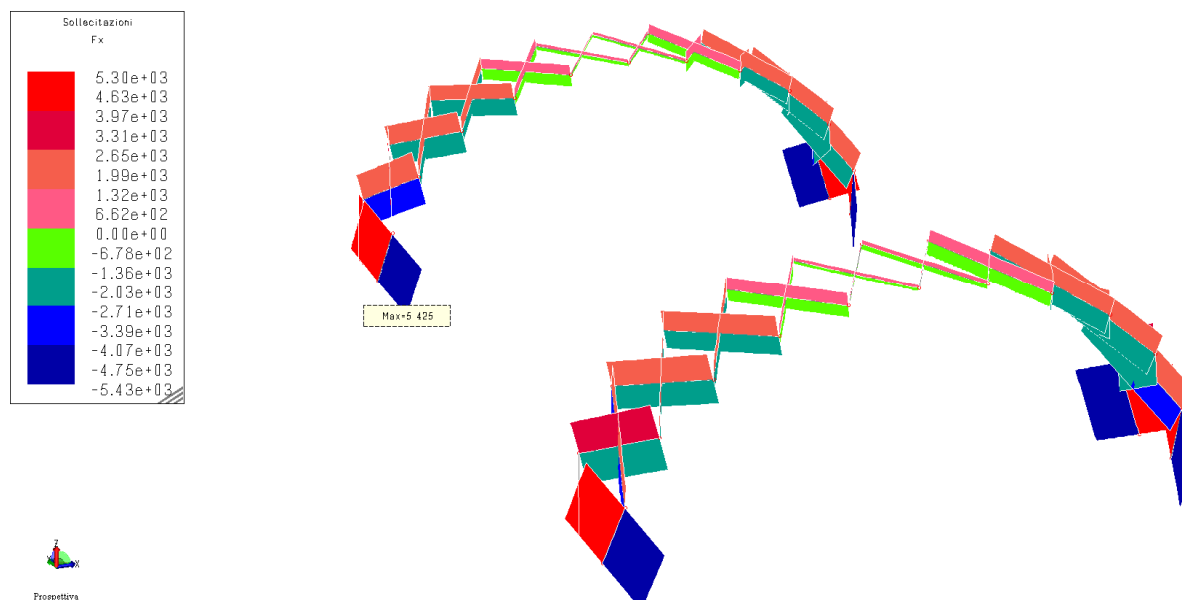
Prospettiva

CROCI DI SANT'ANDREA daN

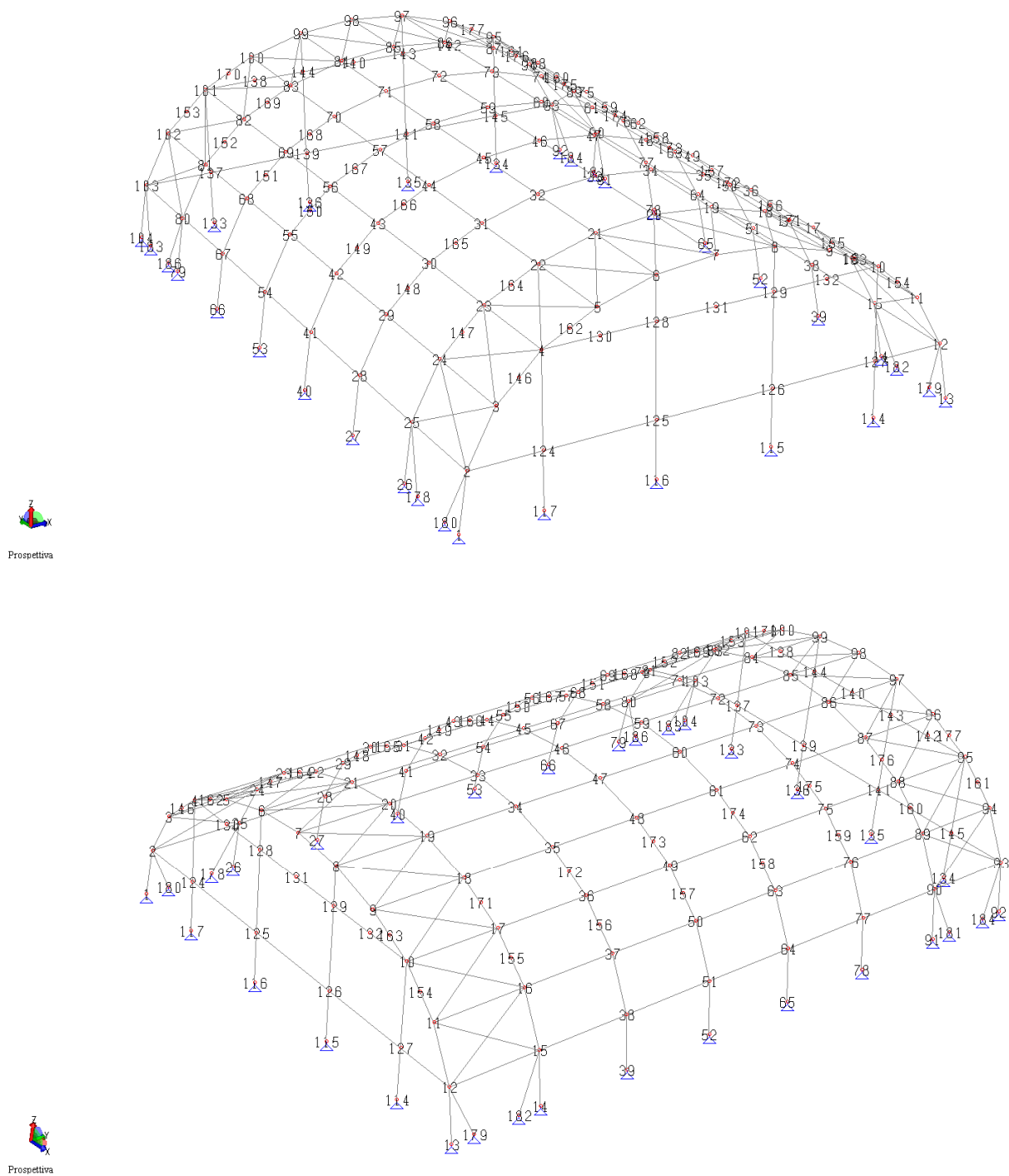
INTERPOLAZIONE DI TUTTE LE CONDIZIONI DI CARICO STATICHE



INTERPOLAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE daN



2.8.5 REAZIONI VINCOLARI²⁵



²⁵ Vengono riportate le reazioni dei vincoli nelle singole condizioni di carico e/o nelle combinazioni considerate.

ANALISI STATICA

Unita' di misura delle forze

daN

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ
27	4	-7.52E+03	3.00E+00	-2.69E+03
27	1	7.19E+03	-4.07E-01	1.21E+04
178	5	-2.18E+03	-6.07E+03	-1.34E+04
116	3	-2.72E+01	1.64E+03	5.39E+02
104	5	5.15E+03	-2.32E+02	1.70E+04

ANALISI DINAMICA

Nome dell'archivio di lavoro

Intestazione del lavoro

Tipo di struttura

Tipo di analisi

Tipo di soluzione

Unita' di misura delle forze

Unita' di misura delle lunghezze

Normativa

Spettro sismico locale

Localita'

Spettro di risposta

PIGAL-SISMICO

ANALISI SISMICA

Nello Spazio

Statica e Dinamica

Lineare

daN

m

NTC-2018

REGGIO EMILIA PIGAL

Stato limite ultimo SLV

STATO LIMITE ULTIMO

Fattore di comportamento q per sisma orizzontale

qor=1.33

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale

0

Sisma verticale

Presente

Fattore di comportamento qv per sisma verticale per SLV

1

Combinazione dei modi

CQC

Combinazione componenti azioni sismiche

$\sqrt{(EX^2 + EZ^2)}$; $\sqrt{(EY^2 + EZ^2)}$

λ

0.3

μ

0.3

Nodo	N° Combinazione di carico	Descrizione	Azione sismica	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]
104	1	Dinamica	-0.3 EX - EY - 0.3 EZ	1670.11	-63.8999	12665.9
26	1	Dinamica	0.3 EX + EY + 0.3 EZ	-3131.92	31.0579	-8874.15
79	1	Dinamica	0.3 EX + EY - 0.3 EZ	4701.49	65.6741	12269.6
91	1	Dinamica	-0.3 EX + EY - 0.3 EZ	-4692.55	62.5034	12269.3
159	1	Dinamica	-0.3 EX - EY - 0.3 EZ	868.329	-2418.78	5326.74
160	1	Dinamica	0.3 EX + EY + 0.3 EZ	864.3	2407.6	5292.36

2.9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI²⁶

2.9.1 PREMESSA

Le verifiche di resistenza e stabilità della travi lignee di copertura sono condotte con riferimento alle classi di durata del carico e sono sintetizzate nel seguente capitolo

2.9.2 VERIFICA ARCARECCI

Sollecitazioni

CDC statiche		CDC dinamiche	
Trazione	Compressione	Trazione	Compressione
1837 daN	-4970 daN	683 daN	-841 daN

Materiale GI 24H

Sezione 14xh16 cm

$I_{max} = 5.60 \text{ ml}$

classe di servizio 2

classe di durata del carico breve $k_{mod} = 0,9$

$\beta = 0,1$

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL24h**

k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.140 H= 0.160 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
1837	0	0	0	0	0	0.06	0.00	0.00	

VERIFICA A COMPRESSIONE

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL24h**

k mod: **0.900**

Beta piano 'yx': **1.000**

Beta piano 'zx': **1.000**

SEZ. Rp B= 0.140 H= 0.160 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
-4970	0	0	0	0	0	0.14	0.00	0.00	

Verifica di STABILITA', Lungh. 560.0 cm

Fx	My	Mz	Sn.yx	Sn.zx	Kc,yx	Kc,zx	I.S.	Nota
daN	daN*m							
-4970	0	0	122	139	0.254	0.196	0.69	Piano 'zx'

²⁶ Vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità ed i criteri seguiti per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle possibili situazioni di crisi ed i risultati delle valutazioni svolte. In via generale, oltre alle verifiche di resistenza e di spostamento, devono essere prese in considerazione verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità, locale e globale, di fatica, di duttilità, di degrado.

I.R = indice di Resistenza
 I.S = indice di stabilità (o svergolamento)
 I.Ta = Indice di Taglio
 Sn.zx = Snellezza relativa al piano zx
 Sn.zy = Snellezza relativa al piano yx
 Kc,yx Kc,zx = coefficienti conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative yx e zx e specificati nelle formule 4.4.12 delle NTC2018

2.9.3 VERIFICA TRAVE DI BANCHINA

Sollecitazioni

CDC statiche		CDC dinamiche	
Trazione	Compressione	Trazione	Compressione
914 daN	-6442 daN	310 daN	-179 daN

Materiale GI 24H

Sezione 32xh12 cm

$I_{max} = 5.60 \text{ ml}$

classe di servizio 2

classe di durata del carico breve $k_{mod} = 0,9$

$\beta = 1,0$

Sollecitazioni derivati la trazione del telo in PVC

$Q = 214 \text{ daN/ml}$

$M = 840 \text{ daNm}$

$V = 600 \text{ daN}$

VERIFICA A TRAZIONE

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL24h**

k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.320 H= 0.120 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
914	600	0	0	0	840	0.69	0.14	0.00	

VERIFICA A PRESSO PLESSIONE

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL24h**

k mod: **0.900**

Beta piano 'yx': **1.000**

Beta piano 'zx': **1.000**

SEZ. Rp B= 0.320 H= 0.120 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
-6442	600	0	0	0	840	0.68	0.14	0.00	

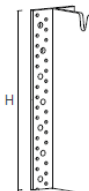
Verifica di STABILITA', Lungh. 560.0 cm

Fx	My	Mz	Sn.yx	Sn.zx	Kc,yx	Kc,zx	I.S.	Nota
----	----	----	-------	-------	-------	-------	------	------

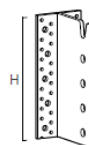
I.R = indice di Resistenza
I.S = indice di stabilità (o svergolamento)
I.Ta = indice di taglio
Sn.zx = Snellezza relativa al piano zx
Sn.zy = Snellezza relativa al piano yx
Kc,yx Kc,zx = coefficienti conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative yx e zx e specificati nelle formule 4.4.12 delle NTC2018

ALUMIDI SENZA FORI

CODICE	tipo	H [mm]	pz.
ALUMIDI280N	senza fori	280	15
ALUMIDI320N	senza fori	320	8
ALUMIDI360N	senza fori	360	8
ALUMIDI400N	senza fori	400	8
ALUMIDI440N	senza fori	440	8



CODICE	tipo	H [mm]	pz.
ALUMIDI120L	con fori	120	25
ALUMIDI160L	con fori	160	25
ALUMIDI200L	con fori	200	15
ALUMIDI240L	con fori	240	15
ALUMIDI280L	con fori	280	15
ALUMIDI320L	con fori	320	8
ALUMIDI360L	con fori	360	8

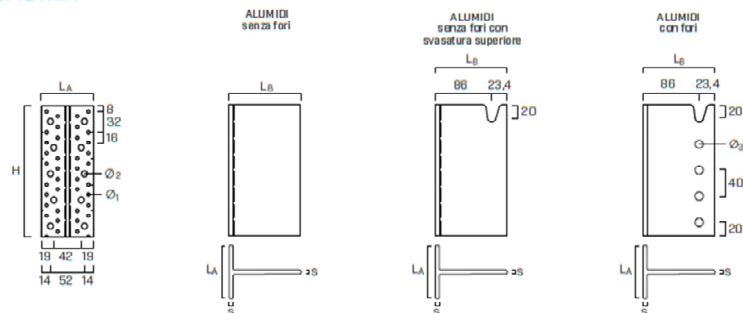


tipo	descrizione		d [mm]	supporto
LBA	chiodo Anker		4	
LBS	vite per piastre		5	
SBD	spinnotto autoforante		7,5	
STA	spinnotto liscio		12	
SKR	ancorante avvitabile		10	
VIN-FIX PRO	ancorante chimico		M8	
EPO-FIX PLUS	ancorante chimico		M8	

- Giunzioni legno-legno, legno-calcestruzzo e legno-acciaio
- Giunti ortogonali o inclinati

A 3D diagram of a rectangular block. Three forces are applied to it: F_x is applied to the right face, F_y is applied to the top face, and F_z is applied to the front face. The forces are represented by arrows pointing outwards from the center of each face.

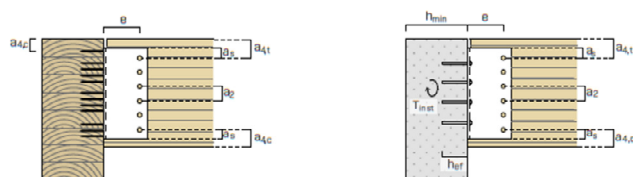
GEOMETRIA



ALUMIDI		
spessore	s [mm]	6
larghezza ala	LA [mm]	80
lunghezza anima	LB [mm]	109,4
fori piccoli ala	Ø ₁ [mm]	5,0
fori grandi ala	Ø ₂ [mm]	9,0
fori anima (spinotti)	Ø ₃ [mm]	13,0

INSTALLAZIONE

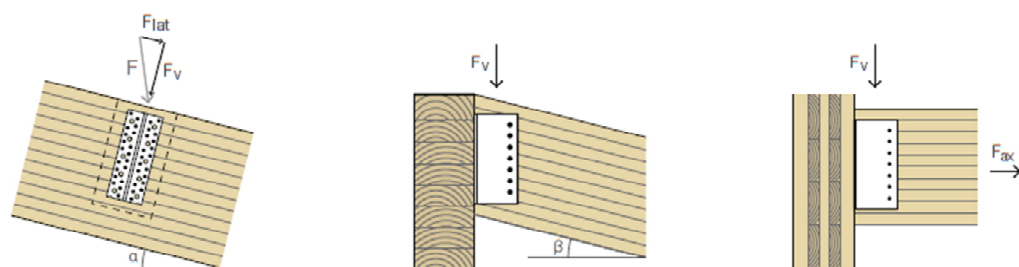
DISTANZE MINIME



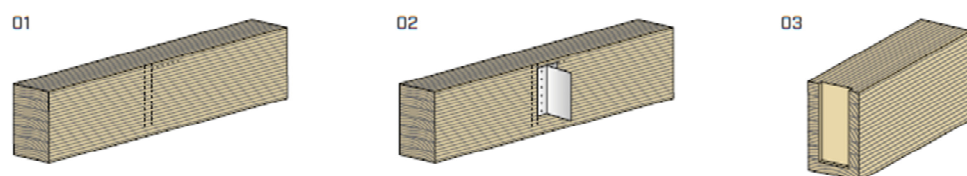
trave secondaria-legno		spinotto autoforante SBD Ø7,5	spinotto liscio STA Ø12
spinotto-spinotto	a ₂ [mm] ≥ 3 d	≥ 23	≥ 36
spinotto-estradosso trave	a _{4,t} [mm] ≥ 4 d	≥ 30	≥ 48
spinotto-intradosso trave	a _{4,c} [mm] ≥ 3 d	≥ 23	≥ 36
spinotto-bordo staffa	a _s [mm] ≥ 1,2 d ₀ ⁽¹⁾	≥ 10	≥ 16
spinotto-trave principale	e [mm]	86	86
trave principale-legno		chiodo Anker LBA Ø4	vite LBS Ø5
primo connettore-estradosso trave	a _{4,c} [mm] ≥ 5 d	≥ 20	≥ 25
trave principale-calcestruzzo		ancorante chimico VIN FIX-PRO Ø8	ancorante avvitabile SKR-E Ø10
spessore minimo supporto	h _{min} [mm]	h _{ef} + 30 ≥ 100	110
diametro del foro nel calcestruzzo	d ₀ [mm]	10	8
coppia di serraggio	T _{inst} [Nm]	10	50

h_{ef} = profondità effettiva di ancoraggio nel calcestruzzo.

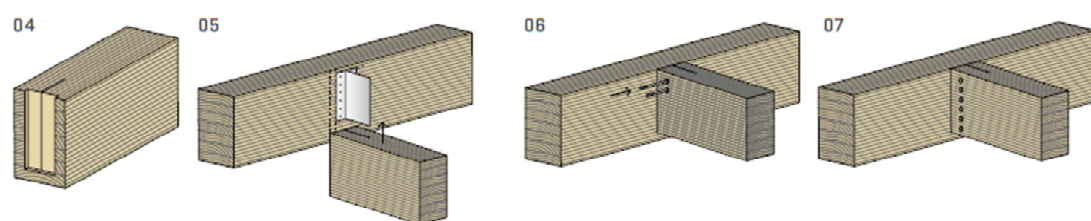
ESEMPI DI APPLICAZIONE



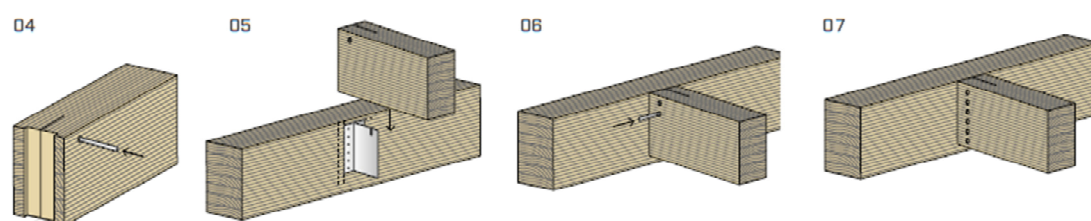
MONTAGGIO



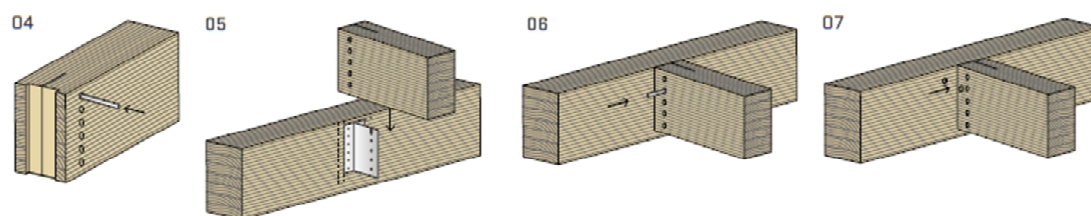
ALUMIDI SENZA FORI



ALUMIDI SENZA FORI CON SVASATURA SUPERIORE



ALUMIDI CON FORI



VALORI STATICI | GIUNZIONE LEGNO-LEGNO | F_v

CHIODATURA TOTALE



ALUMIDI con spinotti autoforanti SBD

	TRAVE SECONDARIA				TRAVE PRINCIPALE			
ALUMIDI				spinotti SBD Ø7,5" [pz. - Ø x L]	FISSAGGIO CON CHIODI		FISSAGGIO CON VITI	
	h ₁ [mm]	b ₁ [mm]	h ₂ [mm]		chiodi LBA Ø4 x 60 [pz.]	R _{yk} [kN]	viti LBS Ø5 x 60 [pz.]	R _{yk} [kN]
80	120	120	120	3 - Ø7,5 x 115	14	10,9	14	13,4
120	120	160	160	4 - Ø7,5 x 115	22	19,7	22	24,6
160	120	200	200	5 - Ø7,5 x 115	30	29,6	30	35,3
200	120	240	240	7 - Ø7,5 x 115	38	42,5	38	51,6
240	120	280	280	9 - Ø7,5 x 115	46	54,6	46	66,5
280	140	320	320	10 - Ø7,5 x 135	54	71,8	54	85,0
320	140	360	360	11 - Ø7,5 x 135	62	84,9	62	99,9
360	160	400	400	12 - Ø7,5 x 155	70	103,6	70	119,9
400	160	440	440	13 - Ø7,5 x 155	78	116,3	78	130,7
440	160	480	480	14 - Ø7,5 x 155	86	134,5	86	145,6

ALUMIDI con spinotti STA

	TRAVE SECONDARIA				TRAVE PRINCIPALE			
ALUMIDI				spinotti STA Ø12 ⁽¹⁾	FISSAGGIO CON CHIODI		FISSAGGIO CON VITI	
H ⁽¹⁾ [mm]	b ₃ [mm]	h ₃ [mm]	spinotti STA Ø12 ⁽¹⁾ [pz. - Ø x L]	chiodi LBA Ø4 x 60 [pz.]	R _{uk} [kN]	viti LBS Ø5 x 60 [pz.]	R _{uk} [kN]	
120	120	160	3 - Ø12 x 120	22	23,0	22	25,8	
160	120	200	4 - Ø12 x 120	30	34,5	30	40,6	
200	120	240	5 - Ø12 x 120	38	46,5	38	54,8	
240	120	280	6 - Ø12 x 120	46	60,9	46	68,4	
280	140	320	7 - Ø12 x 140	54	77,2	54	87,0	
320	140	360	8 - Ø12 x 140	62	93,2	62	102,4	
360	160	400	9 - Ø12 x 160	70	114,3	70	124,7	
400	160	440	10 - Ø12 x 160	78	127,3	78	141,0	
440	160	480	11 - Ø12 x 160	86	144,6	86	154,9	

VALORI STATICI | GIUNZIONE LEGNO-LEGNO | F_v

CHIODATURA PARZIALE ⁽⁴⁾



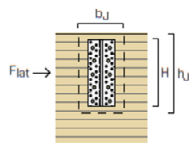
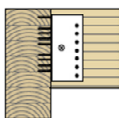
ALUMIDI con spinotti autoforanti SBD

	TRAVE SECONDARIA			TRAVE PRINCIPALE			
ALUMIDI				FISSAGGIO CON CHIODI		FISSAGGIO CON VITI	
$H^{(1)}$ [mm]	b_2 [mm]	h_3 [mm]	spinotti SBD $\varnothing 7,5^{(2)}$ [pz. - $\varnothing \times L$]	chiodi LBA $\varnothing 4 \times 60$ [pz.]	$R_{v,k}$ [kN]	viti LBS $\varnothing 5 \times 60$ [pz.]	$R_{v,k}$ [kN]
80	120	120	3 - $\varnothing 7,5 \times 115$	10	9,0	10	11,2
120	120	160	4 - $\varnothing 7,5 \times 115$	14	15,0	14	18,6
160	120	200	5 - $\varnothing 7,5 \times 115$	18	24,7	18	25,2
200	120	240	6 - $\varnothing 7,5 \times 115$	22	31,0	22	35,2
240	120	280	7 - $\varnothing 7,5 \times 115$	26	38,0	26	45,5
280	140	320	8 - $\varnothing 7,5 \times 135$	30	47,6	30	54,8
320	140	360	9 - $\varnothing 7,5 \times 135$	34	55,0	34	64,8
360	160	400	10 - $\varnothing 7,5 \times 155$	38	66,2	38	75,2
400	160	440	11 - $\varnothing 7,5 \times 155$	42	74,9	42	84,4
440	160	480	12 - $\varnothing 7,5 \times 155$	46	83,2	46	95,3

ALUMIDI con spinotti STA

	TRAVE SECONDARIA			TRAVE PRINCIPALE			
ALUMIDI			spinotti STA	FISSAGGIO CON CHIODI		FISSAGGIO CON VITI	
H ⁽¹⁾ [mm]	b _J [mm]	h _J [mm]	Ø12 ⁽²⁾ [pz. - Ø x L]	chiodi LBA Ø4 x 60 [pz.]	R _{vk} [kN]	viti LBS Ø5 x 60 [pz.]	R _{vk} [kN]
120	120	160	3 - Ø12 x 120	14	18,2	14	21,4
160	120	200	4 - Ø12 x 120	18	26,4	18	30,9
200	120	240	5 - Ø12 x 120	22	34,8	22	39,7
240	120	280	6 - Ø12 x 120	26	44,0	26	48,5
280	140	320	7 - Ø12 x 140	30	54,0	30	63,5
320	140	360	8 - Ø12 x 140	34	64,2	34	73,2
360	160	400	9 - Ø12 x 160	38	80,2	38	83,0
400	160	440	10 - Ø12 x 160	42	89,4	42	92,7
440	160	480	11 - Ø12 x 160	46	98,7	46	102,5

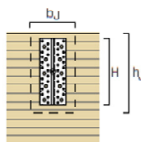
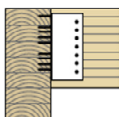
VALORI STATICI | GIUNZIONE LEGNO-LEGNO | F_{lat}



ALUMIDI con spinotti autoforanti SBD o spinotti STA

ALUMIDI H [mm]	TRAVE SECONDARIA ⁽¹⁾		TRAVE PRINCIPALE ⁽²⁾ chiodi LBA / viti LBS Ø4 x 60 / Ø5 x 60 [pz.]	$R_{lat,k,alu}$ [kN]	$R_{lat,k,beam}^{(3)}$ [kN]
	b_3 [mm]	h_3 [mm]			
80	120	120	≥ 10	3,6	9,0
120	120	160	≥ 14	5,4	12,0
160	120	200	≥ 18	7,2	15,0
200	120	240	≥ 22	9,1	18,0
240	120	280	≥ 26	10,9	21,0
280	140	320	≥ 30	12,7	28,1
320	140	360	≥ 34	14,5	31,6
360	160	400	≥ 38	16,3	40,1
400	160	440	≥ 42	18,1	44,1
440	160	480	≥ 46	19,9	48,1

VALORI STATICI | GIUNZIONE LEGNO-LEGNO | F_{ax}



ALUMIDI con spinotti autoforanti SBD

ALUMIDI H [mm]	TRAVE SECONDARIA			TRAVE PRINCIPALE			
	b_3 [mm]	h_3 [mm]	spinotti SBD Ø7,5 [pz. - Ø x L]	FISSAGGIO CON CHIODI chiodi LBA Ø4 x 60 [pz.]	$R_{ax,k}$ [kN]	FISSAGGIO CON VITI viti LBS Ø5 x 60 [pz.]	$R_{ax,k}$ [kN]
80	120	120	3 - Ø7,5 x 115	14	11,3	14	23,9
120	120	160	4 - Ø7,5 x 115	22	17,8	22	37,5
160	120	200	5 - Ø7,5 x 115	30	24,3	30	51,2
200	120	240	7 - Ø7,5 x 115	38	30,8	38	64,8
240	120	280	9 - Ø7,5 x 115	46	37,3	46	78,4
280	140	320	10 - Ø7,5 x 135	54	43,7	54	92,1
320	140	360	11 - Ø7,5 x 135	62	50,2	62	105,7
360	160	400	12 - Ø7,5 x 155	70	56,7	70	119,4
400	160	440	13 - Ø7,5 x 155	78	63,2	78	133,0
440	160	480	14 - Ø7,5 x 155	86	69,7	86	146,6

PRINCIPI GENERALI:

- I valori di resistenza del sistema di fissaggio sono validi per le ipotesi di calcolo definite in tabella.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a $\rho_k = 385 \text{ kg/m}^3$ e calcestruzzo C20/25 con armatura rada in assenza di distanze dal bordo.
- I coefficienti k_{mod} e γ_M sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno e in calcestruzzo devono essere svolti a parte.

VALORI STATICI | F_v

LEGNO-LEGNO

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995-1-1 in accordo a ETA-09/0361.

I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

- In alcuni casi la resistenza a taglio $R_{V,k}$ della connessione risulta particolarmente elevata e può superare la resistenza a taglio della trave secondaria. Si consiglia pertanto di porre particolare attenzione alla verifica a taglio della sezione ridotta dell'elemento ligneo in corrispondenza della staffa.

VALORI STATICI | F_{lat} | F_{ax}

LEGNO-LEGNO

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995-1-1 in accordo a ETA-09/0361. I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_{lat,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{lat,k,alu}}{\gamma_{M,alu}} \\ \frac{R_{lat,k,beam} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M,T}} \end{array} \right.$$

$$R_{ax,d} = \frac{R_{ax,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

con $\gamma_{M,T}$ coefficiente parziale del materiale legno.

VALORI STATICI | F_v

LEGNO-CALCESTRUZZO

- I valori caratteristici lato legno sono secondo normativa EN 1995-1-1 in accordo a ETA-09/0361. I valori di resistenza degli ancoranti per calcestruzzo sono valori di progetto consigliati derivati da dati di laboratorio. Il fissaggio su calcestruzzo non è in possesso di marcatura CE, è consigliabile utilizzare il sistema di giunzione per applicazioni non strutturali.

I valori di resistenza di progetto si ricavano dai valori tabellati come segue:

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k,timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \\ R_{d,concrete} \end{array} \right.$$

- In virtù della disposizione dei fissaggi su calcestruzzo si consiglia di porre particolare attenzione in fase di installazione.

Verifica collegamento arcareccio/arco LL

ALUMIDI 120 chiodatura totale

fissaggio su trave principale con n. 22 viti LBS Ø5x60 mm

fissaggio su trave secondaria con n. 4 spinotti SBD Ø7,5x115 mm

$R_{axk} = 37.50 \text{ kN}$

$R_{axd} = 37.50 \times 0.9 / 1.4 = 24.11 \text{ kN}$ I.R. = $18.37 / 24.11 = 0.76$

Verifica collegamento Banchina/arco LL

ALUMIDI 200 chiodatura parziale

fissaggio su trave principale con n. 38 viti LBS Ø5x60 mm

fissaggio su trave secondaria con n. 7 spinotti SBD Ø7,5x55 mm

$R_{axk} = 64.8 \text{ kN}$

$R_{latk} = 9.1 / 18 \text{ kN}$

$R_{vk} = 51.6 \text{ kN}$

$R_{axd} = 64.8 \times 0.9 / 1.4 = 41.66 \text{ kN}$ I.R. = $9.14 / 41.66 = 0.22$

$R_{latd} = \min(7.28; 11.57) = 7.28 \text{ kN}$ I.R. = $6 / 7.28 = 0.82$

2.9.5 Verifica baraccatura di testata

Bachina 32xh12 cm

CDC statiche				CDC dinamiche			
Trazione	Compressione	M	V	Trazione	Compressione	M	V
-	-	2036	1304 daN	-	-	-	-

Colonna 14xh44 cm

CDC statiche				CDC dinamiche			
Trazione	Compressione	M	V	Trazione	Compressione	M	V
-	-514 daN	6850 daNm	2494 daN	-	-384 daN	197 daNm	87

2° Banchina 32xh12 cm

CDC statiche				CDC dinamiche			
Trazione	Compressione	M	V	Trazione	Compressione	Momento	V
-	-	2036 daNm	1304 daN	-	-	80	24

Banchina

Materiale GI 24H

Sezione 32xh12 cm

$I_{max} = 6.25 \text{ ml}$

classe di servizio 2

classe di durata del carico breve $k_{mod} = 0,9$

$\beta = 1,0$

verifica a tenso-flessione

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL24h**

$k_{mod} = 0.900$

SEZ. Rp B= 0.320 H= 0.120 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
0	0	1304	0	2036	0	0.61	0.30	0.00	

I.R. = indice di Resistenza

I.S. = indice di stabilità (o svergolamento)

I.Ta. = indice di taglio

Sn.zx = Snellezza relativa al piano zx

Sn.zy = Snellezza relativa al piano yx

Kc,yx Kc,zx = coefficienti conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative yx e zx e specificati nelle formule 4.4.12 delle NTC2018

Colonna

Materiale GI 24H

Sezione 14xh44 cm

$I_{max} = 9.95 \text{ ml}$

classe di servizio 2

classe di durata del carico breve $k_{mod} = 0,9$

Lunghezza efficace espressa in rapporto alla luce

Tipo di trave	Tipo di carico	ℓ_{ef}/ℓ^a
Semplicemente appoggiata	Momento costante	1,0
	Carico uniformemente distribuito	0,9
	Forza concentrata in mezz'aria	0,8
A mensola	Carico uniformemente distribuito	0,5
	Forza concentrata all'estremità libera	0,8

a) Il rapporto fra la lunghezza efficace ℓ_{ef} e la luce ℓ è valido per una trave con appoggi che impediscono la torsione e caricata in corrispondenza del baricentro. Se il carico è applicato sul bordo compresso della trave, si raccomanda che ℓ_{ef} sia aumentata di 2/3, mentre può essere diminuita di 0,5/3 per un carico applicato sul bordo teso della trave.

$\beta = 0.9$

Verifica a presso inflessioneMetodo di verifica: **Eurocodice 5**Tipologia tabella: **Trave**Tipo legno: **Legno lamellare GL24h**Beta piano 'yx': **0.900**Beta piano 'zx': **0.900**k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.140 H= 0.440 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
-514	2490	0	0	0	6850	0.93	0.36	0.00	

Verifica di STABILITA', Lungh. 995.0 cm

Fx	My	Mz	Sn.yx	Sn.zx	Kc,yx	Kc,zx	I.S.	Nota
daN	daN*m							
-514	0	0	71	199	0.665	0.078	0.07	Sn.zx > 150

I.R = indice di Resistenza**I.S = indice di stabilità (o svergolamento)****I.Ta = indice di taglio****Sn.zx = Snellezza relativa al piano zx****Sn.zy = Snellezza relativa al piano yx****Kc,yx Kc,zx = coefficienti conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative yx e zx e specificati nelle formule 4.4.12 delle NTC2018**

2° Banchina 32xh12 cm Materiale GI 24H

Sezione 32xh12 cm

Imax = 6.25 ml

classe di servizio 2

classe di durata del carico breve kmod = 0,9

Metodo di verifica: **Eurocodice 5**Tipologia tabella: **Trave**Tipo legno: **Legno lamellare GL24h**k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.320 H= 0.120 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
0	1163	0	0	1816	0	0.54	0.27	0.00	

I.R = indice di Resistenza**I.S = indice di stabilità (o svergolamento)****I.Ta = indice di taglio****Sn.zx = Snellezza relativa al piano zx****Sn.zy = Snellezza relativa al piano yx****Kc,yx Kc,zx = coefficienti conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative yx e zx e specificati nelle formule 4.4.12 delle NTC2018**

2.9.6 Verifica archi

SLU	Mz	N
01	18870	-13800
02	9791	-3357
03	23070	+9120
04	26220	+6156
05	6823	-17580
Sisma	8264	-12517

Materiale GL28H

Sezione. 160x800 mm

$I_{max} = 3.15 \text{ ml}$

classe di servizio 2

classe di durata del carico breve $k_{mod} = 0,9$

$\beta = 1,0$

VERIFICA TENSO FLESSIONE

SLU-03

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL28h**

k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.160 H= 0.800 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
9120	0	0	0	0	23070	0.76	0.00	0.00	

SLU-04

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL28h**

k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.160 H= 0.800 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
6156	0	0	0	0	26220	0.84	0.00	0.00	SLU-05

VERIFICA PRESSO-FLESSIONE

SLU-01

Metodo di verifica: **Eurocodice 5** Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL28h**

Beta piano 'yx': **1.000**

Beta piano 'zx': **1.000**

k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.160 H= 0.800 m

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
----	----	----	----	----	----	------	-------	--------	------

----- daN			----- daN*m			-----			

-13800	0	0	0	0	18870	0.58	0.00	0.00	
Verifica di STABILITA', Lungh. 315.0 cm									

Fx	My	Mz	Sn.yx	Sn.zx	Kc,yx	Kc,zx	I.S.	Nota	
-----	-----								
daN	daN*m								

-13800	0	0	14	69	1.000	0.666	0.09	Piano 'zx'	

SLU-05

Metodo di verifica: **Eurocodice 5**
 Tipo legno: **Legno lamellare GL28h**
 k mod: **0.900**

Tipologia tabella: **Trave**

Beta piano 'yx': **1.000**

Beta piano 'zx': **1.000**

SEZ. Rp B= 0.160 H= 0.800 m

FX	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
-17580	0	0	0	0	6823	0.22	0.00	0.00	
Verifica di STABILITA' , Lungh. 315.0 cm									

FX	My	Mz	Sn.yx	Sn.zx	Kc,yx	Kc,zx	I.S.	Nota
daN	daN*m							
-17580	0	0	14	69	1.000	0.666	0.11	Piano 'zx'

I.R = indice di Resistenza

I.S = indice di stabilità (o svergolamento)

I.Ta = indice di taglio

Sn.zx = Snellezza relativa al piano zx

Sn.zy = Snellezza relativa al piano yx

Kc,yx Kc,zx = coefficienti conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative yx e zx e specificati nelle formule 4.4.12 delle NTC2018

Verifica instabilità del arco in LL (rif Oddone Beluzzi scienza delle costruzioni volume 4)

$$N_{cr} = \pi^2 \times (E_x J) / (a/2)^2 \quad \text{con } a = c(1 + 2.67 f^2 / c^2)$$

f= 7,80 ml

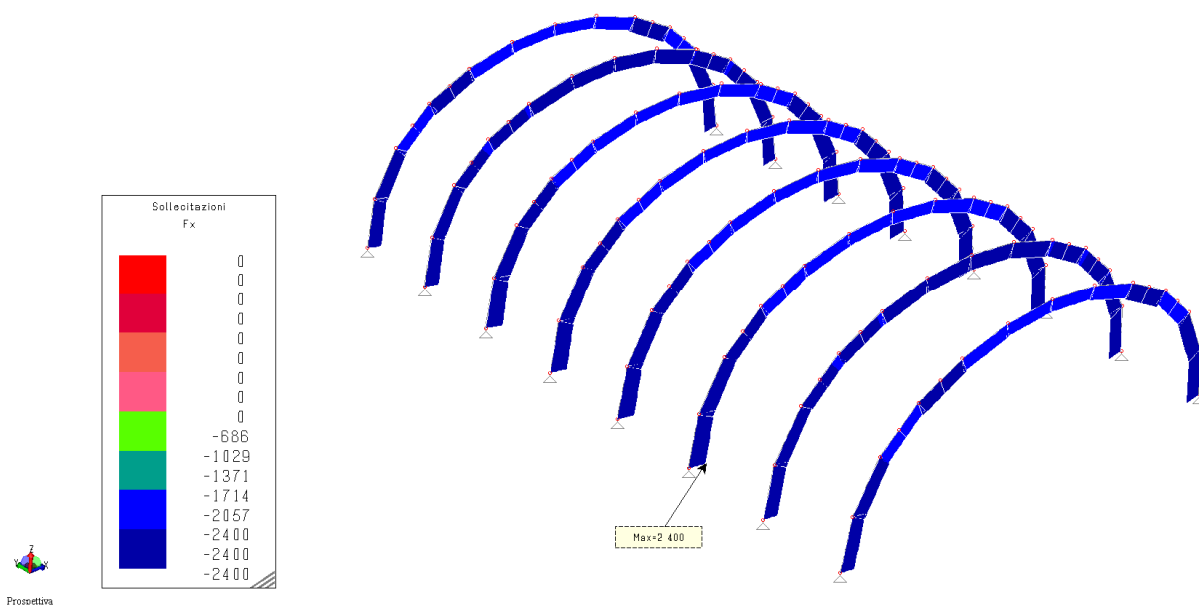
c= 27,17 ml

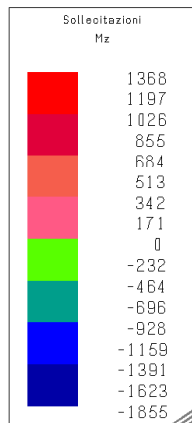
a= 33 J= 0.16x0.8^3/12= 0.007 m^4 Ncr= 319418 daN

$$I.S_{glob} = 17580/304200 = 0.05$$

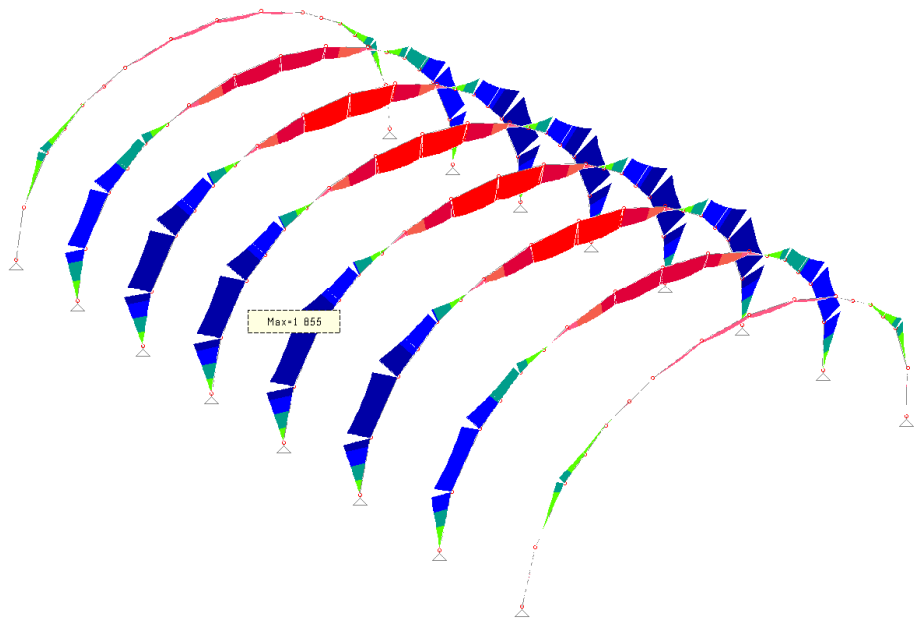
2.9.7 Verifica a fuoco

COMBINAZIONE QP-01 VVF





Prospettiva



R30 min

Sezione ridotta :

Sezione integra arco

$b = 140 \text{ mm}$

$h = 800 \text{ mm}$

Metodo sezione efficace

$\beta_0 = 0,7 \text{ mm/min}$

$t_{fi,req} = 30 \text{ min}$

$d_{char} = \beta_0 \times t_{fi,req} = 21 \text{ mm}$

$k_0 = 1,00$

$d_0 = 7,00 \text{ mm}$

$d_{eff} = 28 \text{ mm}$

Sezione residua

$h = 744 \text{ mm}$

$b = 104 \text{ mm}$

Verifica presso flessione sezione ridotta

Metodo di verifica: **Eurocodice 5**

Tipologia tabella: **Trave**

Tipo legno: **Legno lamellare GL28h**

Beta piano 'yx': **1.000**

Beta piano 'zx': **1.000**

k mod: **0.900**

SEZ. Rp B= 0.104 H= 0.744 m

FX	Fy	Fz	Mx	My	Mz	I.R.	I.Ta.	I.Tor.	Nota
daN			daN*m						
-2400	0	0	0	0	1855	0.10	0.00	0.00	
Verifica di STABILITA', Lungh. 315.0 cm									

Fx daN	My daN*m	Mz	Sn.yx	Sn.zx	Kc,yx	Kc,zx	I.S.	Nota
-2400	0	0	15	105	1.000	0.314	0.05	Piano 'zx'

Verifica instabilità del arco in LL (rif Oddone Beluzzi scienza delle costruzioni volume 4)

$$N_{cr} = \pi^2 x(ExJ)/(a/2)^2 \quad \text{con } a = c(1+2.67 f^2/c^2)$$

$$f = 7,80 \text{ ml}$$

$$c = 27,17 \text{ ml}$$

$$a = 33 \text{ J} = 0.10 \times 0.74^3 / 12 = 0.003 \text{ m}^4 \quad N_{cr} = 130370 \text{ daN}$$

$$I.S_{glob} = 2400/130370 = 0.02$$

2.9.8 Verifica tirante in acciaio croce S. Andrea

La trazione massima è pari a:

$$N_{Ed} = 148.300 \text{ N}$$

La resistenza di progetto è la minore tra la resistenza a trazione del tirante quella del bullone di collegamento alla piastra e la resistenza a rifollamento del foro sulla piastra:

Tirante:

$$N_{y,Rd} = f_y A / \gamma_{M0} = 355 * 412 / 1,05 = 152.819 \text{ N (tirante } \varnothing 24 \text{ S355)}$$

$$\text{Bullone M30 cl 8.8 } f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{array}{llll} A = 707 \text{ mm}^2 & A_{res} = 581 \text{ mm}^2 & d = 30 \text{ mm} & d_0 = 33 \text{ mm} \\ e_1 = 80 \text{ mm} & e_2 = 40/60 \text{ mm} & t_p = 12 \text{ mm} & f_u = 430 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 A_{res} f_{ub} / \gamma_{M2} = 223.104 \text{ N}$$

Verifica a rifollamento

$$F_{b,Rd} = k \alpha d t_p f_u / \gamma_{M2} = 168.422 \text{ N}$$

$$\begin{array}{l} \text{Bulloni} \\ \text{di bordo} \end{array} \quad k = \min \left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) \quad \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

$$k = 1.7 \quad \alpha = 0.80$$

$$I.R = 0.97$$

Verifica saldatura

$$p = 20 \text{ mm} \quad l = 150 \text{ mm} \quad a = 14 \text{ mm}$$

$$\tau_{II} = F/2la = 36 \text{ N/mm}^2 < 192,5 \text{ N/mm}$$

Verifica ancoraggio piastra su trave in ca

Vedi Allegato 01

2.10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO²⁷

STRUTTURA IN LL

Combinazioni Rare:

R01: **Massime deformazioni al nodo 46** d=0.0386 dx=-0.0000 dy=0.0001 dz=-0.0386

R02: **Massime deformazioni al nodo 140** d=0.0231 dx=0.0133 dy=0.0180 dz=-0.0054

R03: **Massime deformazioni al nodo 150** d=0.0552 dx=0.0524 dy=0.0000 dz=-0.0176

R04: **Massime deformazioni al nodo 149** d=0.0662 dx=0.0630 dy=0.0000 dz=-0.0205

R05: **Massime deformazioni al nodo 131** d=0.0694 dx=0.0000 dy=0.0692 dz=-0.0054

Combinazioni Frequenti:

F01: **Massime deformazioni al nodo 46** d=0.0122 dx=-0.0000 dy=0.0001 dz=-0.0122

F02: **Massime deformazioni al nodo 56** d=0.0119 dx=0.0111 dy=0.0000 dz=-0.0044

F03: **Massime deformazioni al nodo 131** d=0.0150 dx=-0.0000 dy=0.0140 dz=-0.0054

Quasi Permanente:

QP: **Massime deformazioni al nodo 46** d=0.0056 dx=-0.0000 dy=0.0001 dz=-0.0056

L'altezza di riferimento per le coperture a volta cilindrica è pari a $H = 1093$ cm

Gli spostamenti massimi sono pari a:

$$Dz_{max} = 4 \text{ cm } H / 283$$

Tali valori sono compatibili con la tipologia delle strutture portate "TELO IN PVC".

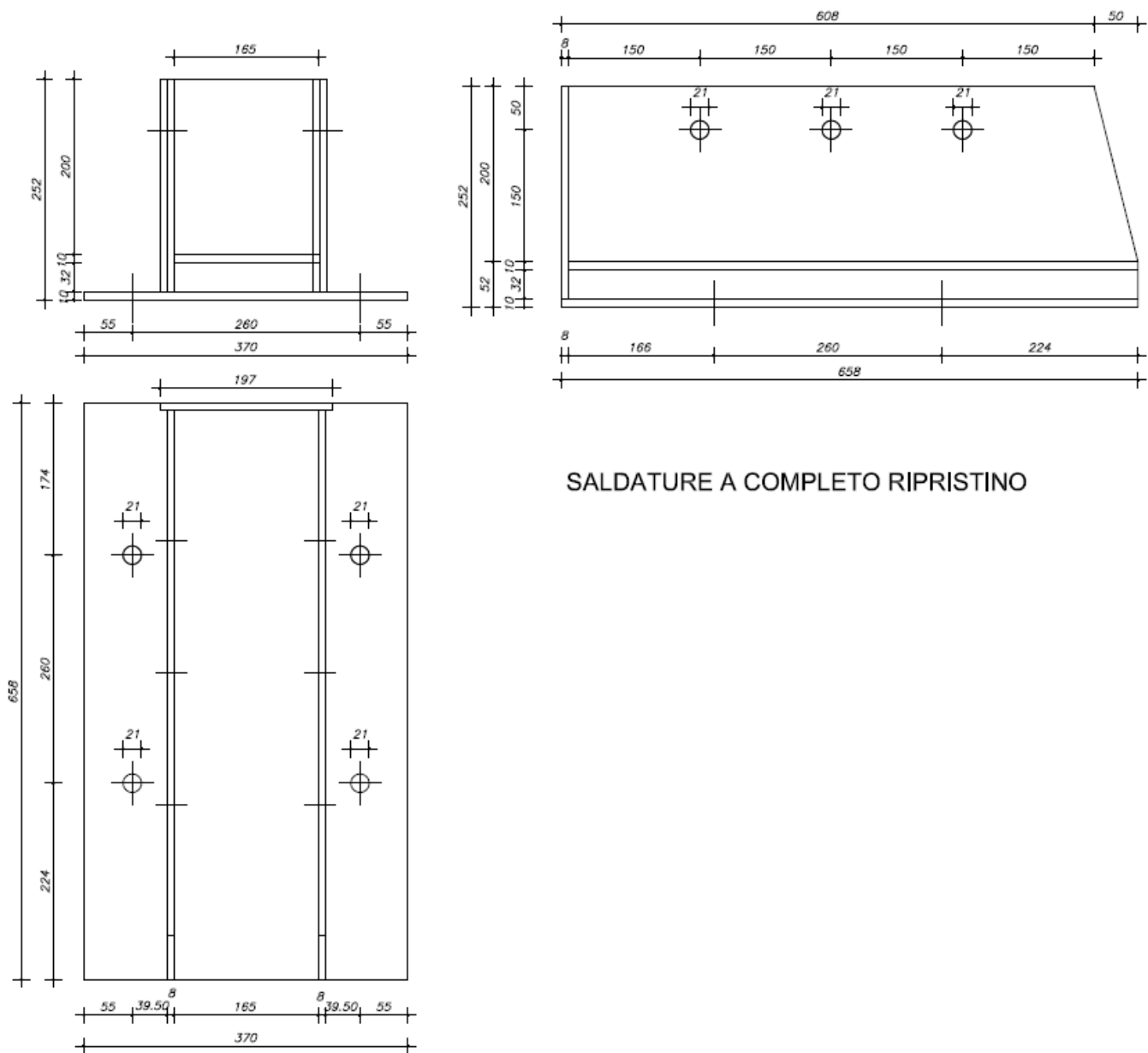
²⁷ Vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità seguite per valutare l'affidabilità della struttura nei confronti delle possibili situazioni di perdita di funzionalità (per eccessive deformazioni, fessurazioni, vibrazioni, etc.) ed i risultati delle valutazioni svolte

2.11 VERIFICA DEI NODI

2.11.1 CERNIERA DI BASE ARCO IN LL

Geometria piastra

PIASTRA
COLLEGAMENTO DEGLI
ARCHI SULLA TRAVE
DI FONDAZIONE IN C.A.



SALDATURE A COMPLETO RIPRISTINO

Verifica compressione lato cls

$$N_{Ed} = 170000 \text{ N}$$

$$A_c = 370 \times 658 = 243460 \text{ mm}^2$$

Classe cls C28/35 $\rightarrow f_{cd} = 0.85 \times 28 / 1.5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$

$N_{Rd} = 15.87 \times A_c = 3863710 \text{ N}$

$I.R. = N_{Ed} / N_{Rd} = 0.04$

Verifica dello spessore della piastra di base

La piastra di base viene considerata come una mensola ortogonale all'apparecchiatura di appoggio dell'arco in LL

t = spessore della mensola

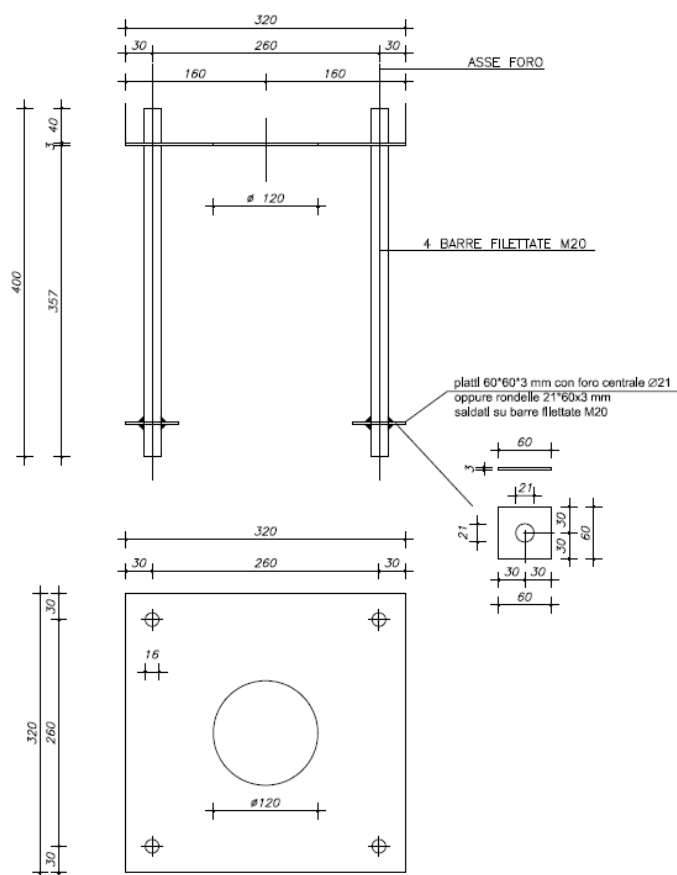
a = lunghezza della mensola = 94.5 mm

f_{yd} = resistenza di progetto del acciaio (S275) = $275 / 1.25 = 220 \text{ N/mm}^2$

f_c = pressione di contatto = 0.7 N/mm^2

$t = rdq((6 \times 0.5 \times f_c \times a^2) / f_{yd}) = rdq((6 \times 0.5 \times 0.7 \times 94.5^2) / 220) = 9.23 \text{ mm} = 10 \text{ mm}$

Verifica tirafondo



n° 64 BARRE FILETTATE M20

L=400 mm SALDATE ALLA PIASTRA

ACCIAIO: S355 JR

$F_{tD} = 134000 / 4 = 33500 \text{ N}$

$$F_{tR} = f_{ct} \pi r \phi L / (1 + \phi/a)^2 + f_{cd} \alpha \pi r^2$$

$$r = \text{lato rosetta al netto del foro} = (60-20)/2 = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$L = 360 \text{ mm}$$

$$a = (950-260)/2 = 345 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1 - r/a = 0.94$$

$$f_{cd} = 15,87 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{td} = 1,32 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{tR} = 44.272 \text{ N}$$

$$I.R. = F_{tD}/F_{tR} = 33500/44272 = 0.76$$

Verifica bullone M20 cl.8.8

$$F_{tD} = \text{forza di trazione agente sulla vite} = 134000/4 = 33500 \text{ N}$$

$$F_{vD} = \text{forza di taglio agente sulla vite} = 16120 \text{ N}$$

$$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$$

$$F_{vR} = (0.6 f_{tb} A_{res})/1.25 = 94080 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{tR} = (0.9 f_{tb} A_{res})/1.25 = 141120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verifica 1 } F_{vD}/F_{vR} + F_{tD}/(1.4 F_{tR}) < 1 \rightarrow 16160/94080 + 33500/(1.4 \cdot 141120) = 0.34 \text{ OK}$$

$$\text{Verifica 2 } F_{tD}/F_{tR} < 1 \rightarrow 33500/141120 = 0.23 \text{ OK}$$

Verifica a punzonamento della piastra

$$d \text{ M20} = 30 \text{ mm}$$

$$t_p = \text{spessore piastra} = 10 \text{ mm}$$

$$f_u = \text{resistenza ultima piastra} = 430 \text{ n/mm}^2$$

$$B_{pR} = \text{resistenza a punzonamento} (0.6 \pi d \text{ M20 } t_p f_u)/1.25 = 194429 \text{ N}$$

$$I.R. = F_v R / B_p R = 0.17$$

Verifica a rifollamento della piastra

$$F_{bmax} = k \alpha d t_p f_u$$

d = diametro bullone = 20 mm

$$k = \min ((2.8 e_2/d_0 - 1.7); 2.5) = 2.5$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0, f_{ub}/f_u, 1) = 0.87$$

$$F_{bmax} = 187050$$

$$I.R. = 16120/187050 = 0.1$$

VERIFICA LATO LEGNO

Connessione	3 elementi acciaio - legno - acciaio
Tipo legno	conifere
Tipo acciaio piastra	S 275

Caratteristiche materiale

Densità caratteristica legno	350 kg/m ³
Densità caratteristica acciaio	7850 kg/m ³

Coefficienti di sicurezza per la connessione in legno

γ_m unioni	1.50
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	breve
k_{mod}	0.6

Spessori

Prima piastra acciaio esterna	8 mm
Elemento centrale	160 mm
Seconda piastra acciaio esterna	8 mm
Spessore elemento esterno + centrale	168 mm
Spessore totale	176 mm
Altezza piastra	200 mm

Connettore	Bullone
-------------------	---------

Diametro nominale	20.00 mm
Area in corrispondenza del filetto	245 mm ²
Lunghezza bullone	200.00 mm
Classe bullone	8.8
Resistenza ultima a trazione	810 N/mm ²
Diametro esterno rondella	30.00 mm
Diametro interno rondella	21.00 mm
Area di contatto della rondella	360 mm ²
Resistenza caratteristica $f_{c,90,k}$ (valore orientativo proposto)	2 N/mm ²

Geometria della connessione

Angolo α tra la forza e la direzione della fibratura	0.0°
Spaziatura fra i bulloni di una fila, parallelamente alla fibratura (a_1)	150 mm
Spaziatura fra le file di bulloni, perpendicolarmente alla fibratura (a_2)	80 mm
Numero di file	1
Distanza fra bullone ed estremità sollecitata ($a_{3,t}$)	150 mm
Distanza fra bullone e bordo sollecitato ($a_{4,t}$)	150 mm
Numero di bulloni per fila	progetto

Sollecitazioni, direzione riferita al mezzo di connessione

Forza laterale	5.33 kN
Forza assiale (>0 trazione)	33.50 kN

Risultati del calcolo	Verificato
-----------------------	------------



Mezzi di unione

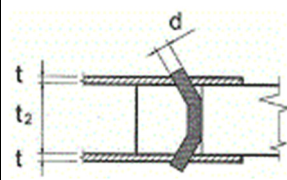
a taglio doppio

Piastra spessa/sottile/intermedia	sottile
Resistenza caratteristica a rifollamento $f_{h,k}$	23.0 N/mm ²
Momento caratteristico di snervamento	586522 N·mm
Resistenza caratteristica a trazione del bullone F_u, R_k	142.88 N/mm ²
Resistenza caratteristica per 1 bullone e 1 piano di taglio F_v, R_k	33.36 kN
Resistenza di progetto per 1 bullone e 1 piano di taglio F_v, R_d	13.35 kN
Resistenza di progetto per 1 bullone e 2 piani di taglio	26.69 kN
Numero efficace di bulloni in una fila	0.87

Numero minimo di bulloni in una fila	1
Numero di bulloni TOTALI in opera su tutte le file	1

Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi laterali	23.26 kN
Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi assiali	57.15 kN

Indice di resistenza peggiore	0.59

Modo di rottura		
III B	 $1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	lettera (k)

Verifica bulloni

Resistenza di progetto a taglio	95.26 kN
Resistenza di progetto a trazione	114.31 kN
Indice di resistenza combinato	0.15

Verifica piastra acciaio

Resistenza a taglio area lorda	241.94 kN
Indice di resistenza	0.01
Resistenza a taglio area netta	284.41 kN
Indice di resistenza	0.01
Resistenza a rifollamento	144.48 kN
Indice di resistenza	0.02

2.11.2 NODO DI RISPRISTINO ARCO

Azioni Sollecitanti

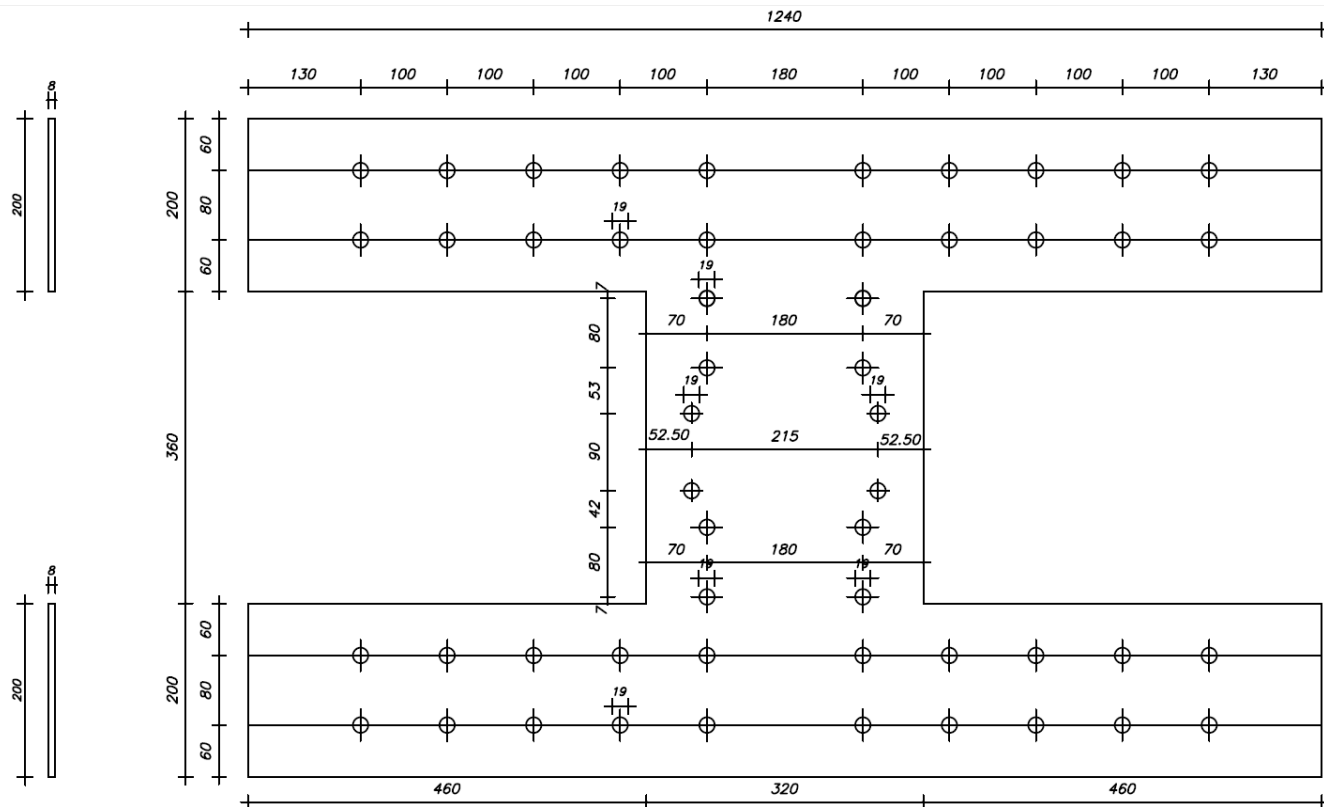
$M = 262 \text{ kN m}$

$N = 61,56 \text{ kN}$

$N_m = 262/0.56 = 467 \text{ kN}$

$N_t = (61.56/2 + 467) = 500 \text{ kN}$

$N_1 = 50 \text{ kN}$





Connessione	3 elementi acciaio - legno - acciaio
--------------------	--------------------------------------

Tipo legno conifere

Tipo acciaio piastra S 275

Caratteristiche materiale

Densità caratteristica legno	350 kg/m ³
Densità caratteristica acciaio	7850 kg/m ³

Coefficienti di sicurezza per la connessione in legno

γ_m unioni	1.50
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	breve
k mod	0.9

Spessori

Prima piastra acciaio esterna	8 mm
Elemento centrale	160 mm
Seconda piastra acciaio esterna	8 mm
Spessore elemento esterno + centrale	168 mm
Spessore totale	176 mm
Altezza piastra	200 mm



Connettore	Bullone
Codice	rothoblaas KOS16240B
Diametro nominale	16.00 mm
Area in corrispondenza del filetto	157 mm ²
Lunghezza bullone	240.00 mm
Classe bullone	8.8
Resistenza ultima a trazione	810 N/mm ²
Diametro esterno rondella	56.00 mm
Diametro interno rondella	17.50 mm
Area di contatto della rondella	2222 mm ²
Resistenza caratteristica $f_{c,90,k}$ (valore orientativo proposto)	2 N/mm ²

Geometria della connessione

Angolo α tra la forza e la direzione della fibratura	0.0°
Spaziatura fra i bulloni di una fila, parallelamente alla fibratura (a1)	100 mm
Spaziatura fra le file di bulloni, perpendicolarmente alla fibratura (a2)	80 mm
Numero di file	2
Distanza fra bullone ed estremità sollecitata (a3,t)	130 mm

Distanza fra bullone e bordo sollecitato (a4,t) 60 mm
 Numero di bulloni per fila 5

Sollecitazioni, direzione riferita al mezzo di connessione

Forza laterale 50.00 kN
 Forza assiale (>0 trazione) 0.00 kN



Risultati del calcolo

Verificato



Mezzi di unione a taglio doppio

Piastra spessa/sottile/intermedia sottile

Resistenza caratteristica a rifollamento $f_{h,k}$ 24.1 N/mm²

Momento caratteristico di snervamento 328336 N-mm

Resistenza caratteristica a trazione del bullone $F_{u,Rk}$ 91.56 N/mm²

Resistenza caratteristica per 1 bullone e 1 piano di taglio $F_{v,Rk}$ 22.88 kN

Resistenza di progetto per 1 bullone e 1 piano di taglio $F_{v,Rd}$ 13.73 kN

Resistenza di progetto per 1 bullone e 2 piani di taglio 27.45 kN

Numero efficace di bulloni in una fila 3.54

Numero minimo di bulloni in una fila 5

Numero di bulloni TOTALI in opera su tutte le file 10

Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi laterali 194.62 kN

Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi assiali 549.37 kN

Indice di resistenza peggiore 0.26

Modo di rottura

III B		$1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	lettera (k)
-------	--	--	-------------

Verifica bulloni

Resistenza di progetto a taglio	61.04 kN
Resistenza di progetto a trazione	73.25 kN
Indice di resistenza combinato	0.04

Verifica piastra acciaio

Resistenza a taglio area lorda	241.94 kN
Indice di resistenza	0.10
Resistenza a taglio area netta	263.75 kN
Indice di resistenza	0.09
Resistenza a rifollamento	116.96 kN
Indice di resistenza	0.02

3. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI-INDAGINI SPECIALISTICHE²⁸

3.1.RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO²⁹

La caratterizzazione geologica e geotecnica del suolo è condotta sulla base delle indagini svolte studio STUDIO GEOLOGICO CALICETTI PAOLO nel Giugno del 2020, cui si rimanda per i dettagli.

In sintesi sono state condotte le seguenti indagini:

- 2 prove penetrometriche statiche spinte fino ad una profondità di 15/20 m;
- 1 prova sismica ad onde di superficie tipo MASW,
- 1 prova sismica HVSR

La struttura sorge in una zona piana, per cui si escludono fenomeni di instabilità del terreno.

La natura del terreno si presenta di carattere coesivo per tutta la profondità indagata, con una successione di argille, argille limose e limi argillosi.

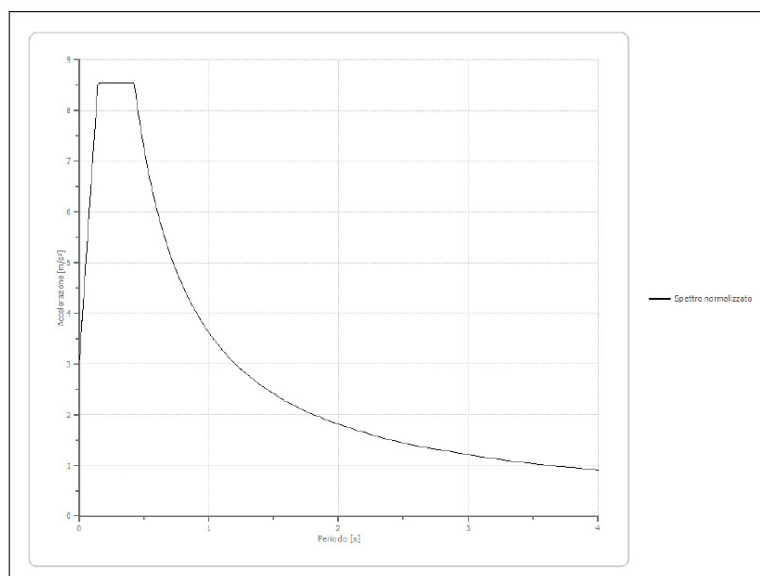
Le indagini hanno rilevato la presenza di acqua ad una profondità di circa 1,20 m.

E' stato eseguito un calcolo di risposta sismica locale al p.d.c. attuale inserendo il profilo del terreno sino alla profondità di 124 m .

²⁸ Contiene una relazione del progettista sui criteri seguiti per la definizione del piano delle indagini, con relativa motivazione delle scelte compiute. Viene altresì riportato un riepilogo sintetico dei risultati acquisiti, rimandando alle parti che seguono per gli aspetti di dettaglio

²⁹ Indicazioni sui contenuti della relazione geologica sono disponibili nel paragrafo C6.2.1 della "Circolare Ministeriale". Tali indicazioni devono essere integrate con quelle relative alla valutazione della stabilità geologica del sito (contenute nel capitolo 7, paragrafi 7.1 e 7.11, delle NTC-08) in condizioni sismiche e post-sismiche nei confronti di fenomeni quali movimenti di faglia, movimenti franosi, fenomeni amplificativi, densificazione dei depositi, subsidenza e liquefazione.

Ag/g normalizzato: 0,314



Parametri spettro normalizzato

Ag [m/s ²]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [m/s ²]	Se(TB) [m/s ²]	S
3.081	2.773096	--	0.141	0.423	2.856	3.081	8.544	1.587

Così come stabilito nel cap. 7.11.3.4.1 delle NTC 2018, Il sito presso il quale sono ubicati i manufatti deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Le caratteristiche del terreno, quasi totalmente limo argilloso, così come evidenziato anche nella cartografia disponibile nel PTCP del Comune di Reggio Emilia e riportate in cap. 2, non rendono necessaria la verifica alla liquefazione.

3.2.RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO³⁰

3.2.1. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Le opere prevedono la realizzazione di un fabbricato destinato ad uso impianto sportivo in esercizio avente dimensioni in pianta pari a circa 27x38 m composto da una struttura ad archi in legno lamellare coperta esternamente con una doppia membrana in PVC a forma semicilindrica chiusa alle due estremità.

Assunto come zero di progetto il calpestio del piano di gioco, la trave di correa è posta ad un'altezza di 3.01 dal piano di riferimento e la copertura in legno raggiunge in colmo un'altezza di circa 11,00 ml.

³⁰ Si intende compresa in questo elaborato la relazione sulla fondazione, prevista dall'art. 93, comma 5 del D.P.R. n. 380/2001.

Indicazioni sui contenuti della relazione geotecnica sono disponibili nel paragrafo C6.2.2, e in particolare nel paragrafo C6.2.2.5, della "Circolare Ministeriale". Per gli aspetti riguardanti le problematiche sismiche, indicazioni sui contenuti della relazione geotecnica sono contenute nei paragrafi 7.1 e 7.11 delle NTC-08.

3.2.2. PROBLEMI GEOTECNICI E SCELTE TIPOLOGICHE

Le fondazioni sono impostate oltre lo strato superficiale di scarsa affidabilità ed oltre quello interessato dal ritiro/rigonfiamento conseguente alle precipitazioni stagionali e dal sovraconsolidamento da essiccazione.

Le indagini geologiche/geotecniche non hanno evidenziato ulteriori problematiche.

Si è quindi optato per fondazioni costituite da 16 pali trivellati del diametro di 80 cm e profondità di infissione 10 m collegati in sommità da un cordolo in cls armato della sezione di 25x60 cm a delimitazione della pista polivalente. I pali assolvono la funzione di assorbire le spinte a vuoto degli archi in legno lamellare e il taglio generato dalle azioni orizzontali quali la spinta del vento e il sisma.

3.2.3. DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI E DELLE PROVE GEOTECNICHE

Le indagini geotecniche consistono in:

- 2 prove penetrometriche statiche spinte fino ad una profondità di 15/20 m;
- 1 prova sismica ad onde di superficie tipo MASW,
- 1 prova sismica HVSR

In ragione dell'entità delle opere e dei risultati delle prove stesse, non si è ritenuto necessario approfondire ulteriormente la conoscenza del terreno di sedime.

3.2.4. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La caratterizzazione fisica e meccanica del terreno di sedime è basata sull'esito delle prove penetrometriche statiche, delle quali si riportano sinteticamente i risultati. Si individua quindi la stratigrafia di seguito descritta, limitandosi al volume di terreno interessato dall'intervento. Si rimanda alla documentazione suddetta per la stratigrafia completa. Per ciascuno strato si indicano i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Modello rappresentativo dell'area

<u>Profondità da P.C (m)</u>	<u>Descrizione materiale</u>	<u>Parametri</u>	
0-1,6 m da P.C	Terreno vegetale e di riporto limo argilloso mediamente consistente	<u>QC</u>	2,15 MPa $\approx$ 22 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	107,8 KPa $\approx$ 1,1 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	67,9 KPa $\approx$ 0,69 kg/cm ²
		<u>C'</u>	10,7 KPa $\approx$ 0,11 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	26°
		<u>Ang. Attrito terra/muro</u>	21,6°
		<u>EU</u>	33 Kg/cm ² $\approx$ 3,2 MPa
		<u>ME</u>	66 Kg/cm ² $\approx$ 6,4 MPa
		<u>ME_k</u>	37,38 Kg/cm ² $\approx$ 3,6 MPa
		<u>γ_s</u>	20 kN/m ³ $\approx$ 2039 kg/m ³
		<u>γ_{sk}</u>	19 kN/m ³ $\approx$ 1937 kg/m ³
		<u>γ_d</u>	19 kN/m ³ $\approx$ 1937 kg/m ³
		<u>γ_{dk}</u>	18 kN/m ³ $\approx$ 1835 kg/m ³
		<u>EY</u>	44 Kg/cm ² $\approx$ 4,31 MPa
		<u>Mod. Poisson</u>	0,34

		<u>Kh</u>	1 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	1,5 kg/cm ³
1,6-5,0 m da P.C	Argille limose mediamente consistenti	<u>QC</u>	1,2 MPa ≈ 12,7 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	61,8 KPa ≈ 0,63 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	45,9 KPa ≈ 0,47 kg/cm ²
		<u>C'</u>	6,2 KPa ≈ 0,06 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	22°
		<u>Ang. Attrito terra/muro</u>	18,3°
		<u>EU</u>	19 Kg/cm ² ≈ 1,8 MPa
		<u>ME</u>	38 Kg/cm ² ≈ 3,7 MPa
		<u>ME_k</u>	34,5 Kg/cm ² ≈ 3,4 MPa
		<u>γ_s</u>	19 kN/m ³ ≈ 1937 kg/m ³
		<u>γ_{sk}</u>	18 kN/m ³ ≈ 1835 kg/m ³
		<u>γ_d</u>	18 kN/m ³ ≈ 1835 kg/m ³
		<u>γ_{dk}</u>	17 kN/m ³ ≈ 1733 kg/m ³
		<u>EY</u>	25 Kg/cm ² ≈ 2,45 kN/m ²
		<u>Mod. Poisson</u>	0,34
		<u>Kh</u>	3 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	6 kg/cm ³
5,0-9,6 m da P.C	Argille con limo	<u>QC</u>	0,84 MPa ≈ 8,6 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	42,1 KPa ≈ 0,43 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	26,3 KPa ≈ 0,27 kg/cm ²
		<u>C'</u>	4,1 KPa ≈ 0,05 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	21°
		<u>EU</u>	12 Kg/cm ² ≈ 1,17 MPa
		<u>ME</u>	29,3 Kg/cm ² ≈ 2,82 MPa
		<u>ME_k</u>	25 Kg/cm ² ≈ 2,45 MPa
		<u>γ_s</u>	20 kN/m ³ ≈ 2039 kg/m ³
		<u>γ_{sk}</u>	18 kN/m ³ ≈ 1835 kg/m ³
		<u>γ_d</u>	18 kN/m ³ ≈ 1835 kg/m ³
		<u>γ_{dk}</u>	17 kN/m ³ ≈ 1733 kg/m ³
		<u>EY</u>	17 Kg/cm ² ≈ 1,7 MPa
		<u>Mod. Poisson</u>	0,33
		<u>Kh</u>	2,5 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	5 kg/cm ³
9,6- 12,2 m da P.C	Sabbie addensate	<u>QC</u>	15,25 MPa ≈ 155,6 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	-
		<u>Cu_k</u>	-
		<u>C'</u>	-
		<u>Ang. attrito</u>	37°

		<u>EU</u>	233 Kg/cm ² $\approx$ 22,8 MPa
		<u>ME</u>	233 Kg/cm ² $\approx$ 22,8 MPa
		<u>ME_k</u>	62 Kg/cm ² $\approx$ 6 MPa
		<u>γ_s</u>	24 kN/m ³ $\approx$ 2447 kg/m ³
		<u>γ_{s_k}</u>	20 kN/m ³ $\approx$ 2039 kg/m ³
		<u>γ_d</u>	23 kN/m ³ $\approx$ 2345 kg/m ³
		<u>γ_{d_k}</u>	18 kN/m ³ $\approx$ 1835 kg/m ³
		<u>EY</u>	311 Kg/cm ² $\approx$ 30 MPa
		<u>Mod. Poisson</u>	0,34
		<u>Kh</u>	3 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	4,5 kg/cm ³
12,2- 18,4 m da P.C	Argilla limosa mediamente consistente	<u>QC</u>	2 MPa $\approx$ 21,4 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	98 KPa $\approx$ 1 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	60,2 KPa $\approx$ 0,6 kg/cm ²
		<u>C'</u>	7,7 KPa $\approx$ 0,08 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	26°
		<u>EU</u>	32 Kg/cm ² $\approx$ 3,1 MPa
		<u>ME</u>	64 Kg/cm ² $\approx$ 6,2 MPa
		<u>ME_k</u>	-
		<u>γ_s</u>	21 kN/m ³ $\approx$ 2141 kg/m ³
		<u>γ_{s_k}</u>	19 kN/m ³ $\approx$ 1937 kg/m ³
		<u>γ_d</u>	19 kN/m ³ $\approx$ 1937 kg/m ³
		<u>γ_{d_k}</u>	17 kN/m ³ $\approx$ 1733 kg/m ³
		<u>EY</u>	42 Kg/cm ² $\approx$ 4,11 MPa
		<u>Mod. Poisson</u>	0,34
		<u>Kh</u>	5 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	10 kg/cm ³
18,4-20,0 m da P.C	Argille limose consistenti	<u>QC</u>	3,1 MPa $\approx$ 32 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	157 KPa $\approx$ 1,6 kg/cm ²
		<u>Cu_k</u>	91,3 KPa $\approx$ 0,93 kg/cm ²
		<u>C'</u>	10,1 KPa $\approx$ 0,1 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	31°
		<u>EU</u>	48 Kg/cm ² $\approx$ 4,7 MPa
		<u>ME</u>	96 Kg/cm ² $\approx$ 9,4 MPa
		<u>ME_k</u>	35 Kg/cm ² $\approx$ 3,5 MPa
		<u>γ_s</u>	22 kN/m ³ $\approx$ 2243 kg/m ³
		<u>γ_{s_k}</u>	19 kN/m ³ $\approx$ 1937 kg/m ³
		<u>γ_d</u>	20 kN/m ³ $\approx$ 2039 kg/m ³
		<u>γ_{d_k}</u>	18 kN/m ³ $\approx$ 1835 kg/m ³
		<u>EY</u>	64 Kg/cm ² $\approx$ 6,2 MPa

		<u>Mod. Poisson</u>	0,34
		<u>Kh</u>	5 kg/cm³
		<u>Ko</u>	10 kg/cm³
Legenda:	<i>γs, γd- Peso specifico saturo e drenato; QC- Resistenza alla punta; Cu, C'- coesione non drenata e drenata (Terzaghi); EY- Modulo di Young (Robertson); ME- Modulo edometrico (Sanglerat); EU- Mod. deformazione non drenato (Ladd); Kh coefficiente Winkler verticale, Ko coefficiente di Winkler orizzontale; κ parametro caratteristico</i>		

3.2.5. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE

La verifica della sicurezza viene condotta con riferimento agli stati limite previsti dalla norma:

- carico limite dei pali (GEO)
- resistenza dei plinti di fondazione (STR)

3.2.6. APPROCCI PROGETTUALI E VALORI DI PROGETTO DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Le verifiche di sicurezza sono condotte con riferimento all'Approccio 2 di cui ai § 2.6.1 e § 6.2.3.1 del D.M. 14/01/2008.

Pertanto allo stato limite ultimo si considerano i seguenti coefficienti parziali:

azioni permanenti:	$\gamma_{G1} = 1,0 / 1,3$
azioni permanenti non strutturali:	$\gamma_{G2} = 0 / 1,5$
azioni variabili:	$\gamma_Q = 0 / 1,5$
coesione non drenata:	$\gamma_{M,cu} = 1,0$
tangente dell'angolo d'attrito:	$\gamma_{M,\varphi'} = 1,0$
peso specifico del terreno:	$\gamma_{M,\gamma} = 1,0$
capacità portante:	$\gamma_R = 2,3$
scorrimento:	$\gamma_R = 1,1$

3.2.7. MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO E METODI DI ANALISI

Per le verifiche di resistenza di tipo geotecnico il suolo è assimilato ad un continuo dal comportamento rigido-plastico. La verifica viene condotta confrontando le pressioni con le relative resistenze calcolate mediante formule di comprovata affidabilità, per i cui dettagli si rimanda ai successivi paragrafi ad esse relativi.

$$E_d \leq R_d$$

Il dimensionamento della fondazione è stato condotto a partire dalle sollecitazioni dedotte mediante il calcolo ad elementi finiti, che tiene implicitamente conto dell'interazione terreno-fondazione-sovrastuttura secondo il modello alla Winkler.

3.2.8. PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ \quad \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con f il parametro di resistenza scelto. Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + g \times L \times N_q + 0.5 \times g \times D \times N_g \times s_g$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_g = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a gD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (f) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + g \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

g peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica e_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine e_v può essere assunto pari a zero e si ottiene

$$I_{rr} = I_r$$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $f=0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo γ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $f > 0$.

Per $f = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $f = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $f=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \quad \text{se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo a, proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

s = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

d = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$d = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$d = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg \left(\frac{a_{\max}}{\sqrt{2}} \right)$$

dove $a_{\max}$ è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Q_{lim}**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (t_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

t_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

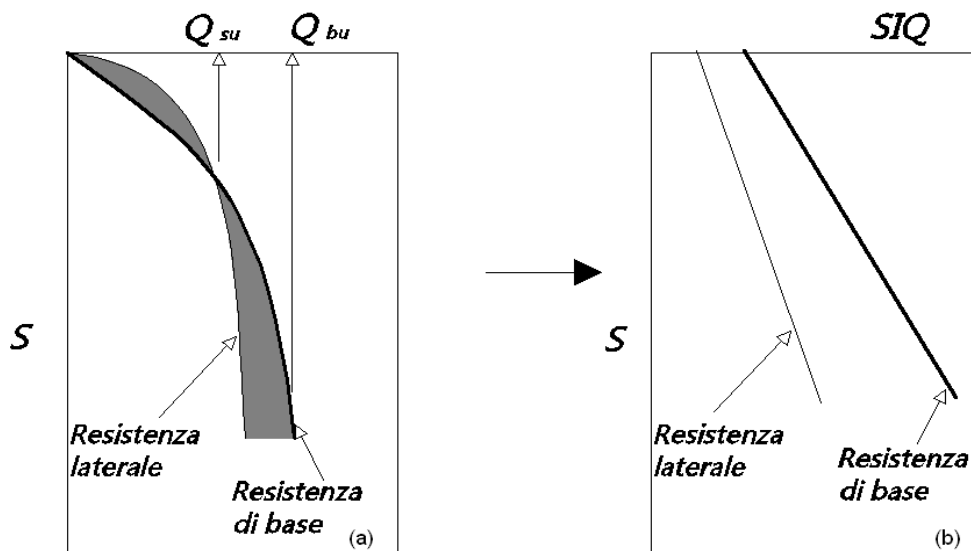
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{Q(L_o + K_e L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi} \frac{1}{d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c=26 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c=40 \times 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s=S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \times B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
 K_p = Coefficiente di spinta passiva;
 g = Peso unità di volume del terreno;
 z = Profondità;
 B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti**.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice **A SA^T** si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice **A SA^T** è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti. Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/DH = C(cN_c + 0.5gBN_g)$$

$$B_s Z^n = C(gN_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

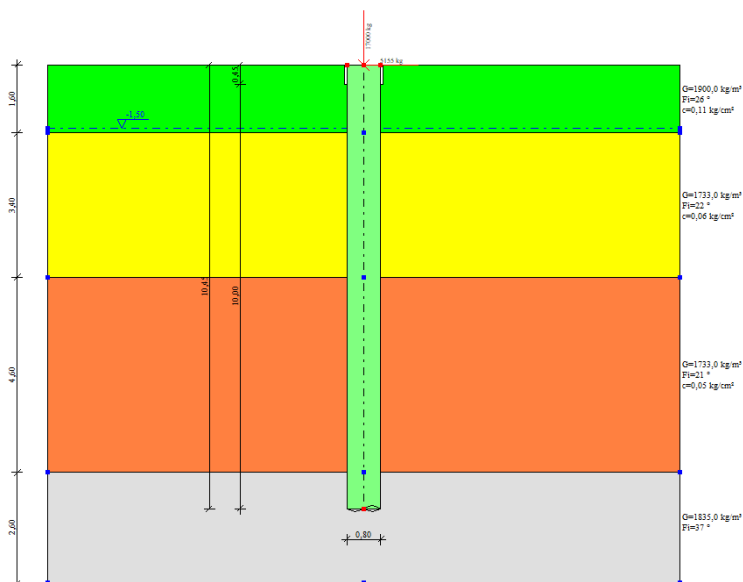
$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1} \right)^{0.50}$$

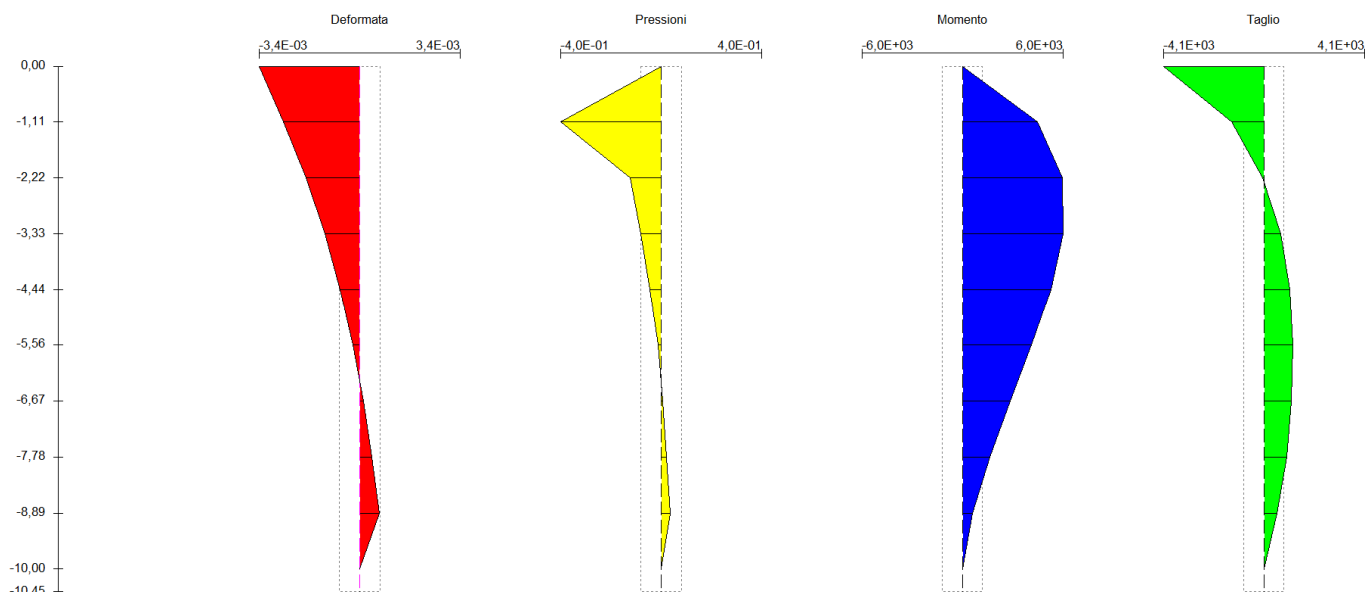
in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; $a_{\max}$ accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

3.2.9. RISULTATI DELLE ANALISI E LORO COMMENTO

Azioni sollecitanti testa palo.

Compressione max (daN) : $V = 5155 (5150;232)$ daN $N = 17.000$ daN nodo 104 cond statiche





Diametro punta 0,80 m
 Lunghezza 10,00 m
 Tipo Trivellato
 Sporgenza dal terreno 0,45 m
 Portanza di punta calcolata con: Berezantzev
 Profondità falda da piano campagna 1,50 m
 Calcestruzzo tipo 3
 Acciaio tipo 1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fcd [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 in.	B1*B2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	1,60	1900,00	2010,00	0,11	26,00	Si	0,93	44,00	0	Terreno vegetale
2	3,40	1733,00	1937,00	0,06	22,00	Si	0,98	25,00	0	Argilla limosa consistente
3	4,60	1733,00	1835,00	0,05	21,00	No	0,99	17,00	0	Argilla con limo
4	2,60	1835,00	2005,00	0,00	37,00	No	1,00	311,00	0	Sabbi addensate

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg] [Lungo]
A1+M1+R3	54,74	79,68	34/0,00	12566,37	298065,30	31083,59	297620,40	18962,09	14587,54

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Base	298065,30	298065,30	298065,30	
Laterale	31083,59	31083,59	31083,59	
Totale=Base+Laterale-Peso palo	297620,40	297620,40	297620,40	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				R3
Base				1,35
Laterale				1,15
Resistenza di progetto base				129875,90 kg
Resistenza di progetto laterale				15899,54 kg
Resistenza di progetto				133209,10 kg
Azioni di progetto				17000,00 kg
Fattore sicurezza verticale				7,84

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,70
Momento plasticizzazione				21866,39 kgm
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
	14587,54	14587,54	14587,54	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				1,3
Resistenza di progetto				6650,70 kg
Azioni di progetto				5155,00 kg
Fattore sicurezza orizzontale				1,28

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diame- tro	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verific a Flessi- one	Ver. Press- o- Flessi- one	Def.M ax Cls	Def.M ax Fe	Asse Neutro [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Taglio [kg]	Sicure- zza taglio	Cond. Verific a Taglio
1	0	5155,00	--	9484,88	8Ø16	5155,59	23375,22	2337,52	Verificata	3,50E-03	-2,18E-02	29,43	12,708	CLS=99592,35 Staffe=52167,28	0,18	Verificata
2	1,11	6551,26	-10538,56	3068,93	8Ø16	6552,23	-23782,87	2,26	Verificata	3,50E-03	-2,15E-02	-29,29	12,708	CLS=99678,58 Staffe=52122,23	0,06	Verificata
3	2,22	7947,5	-	115,07	8Ø16	7947,3	-	1,73	Verificata	3,50E-	-	-29,15	12,70	CLS=9	0,00	Verificata

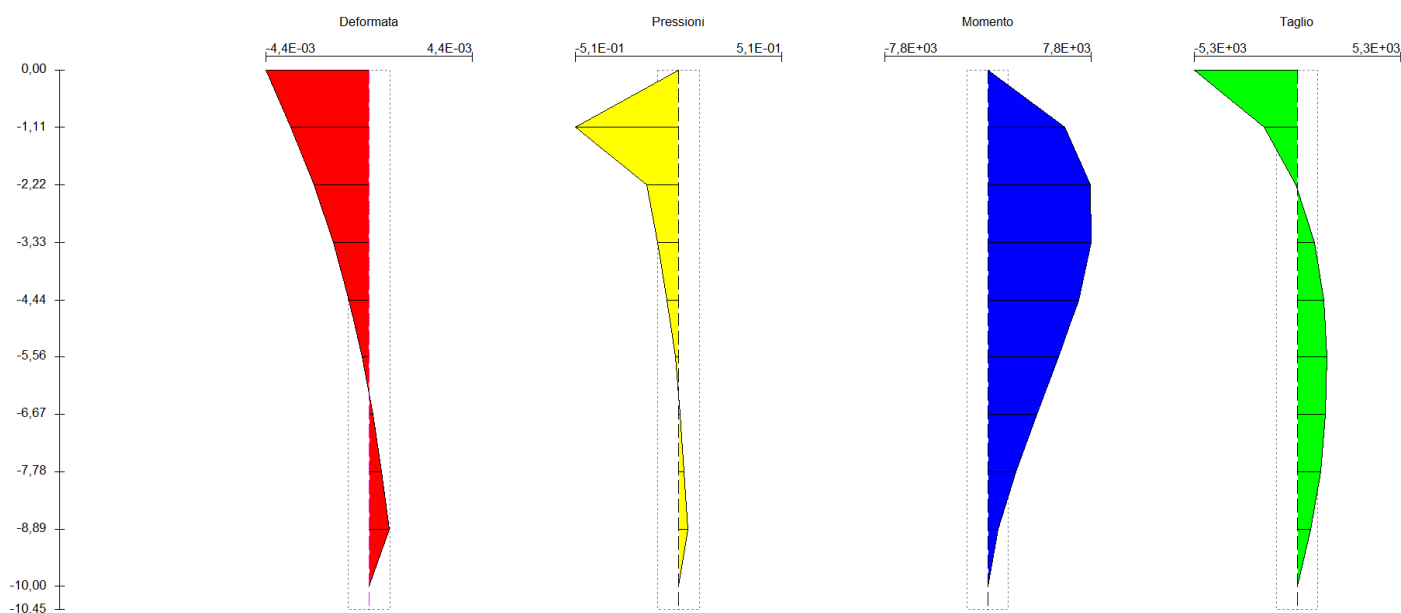
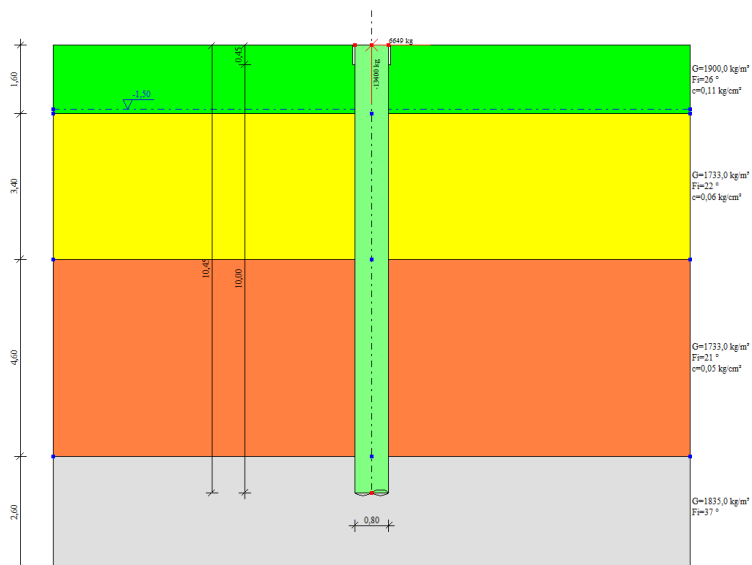
		3	13948,58			9	24189,58		ata	03	2,12E-02		8	9769,66 Staffe =5207 9,83		ata
4	3,33	9343,79	-14076,54	-1550,15	8016	9343,97	-24596,19	1,75	Verific ata	3,50E-03	-2,09E-02	-29,01	12,708	CLS=1 02879,64 Staffe =5175 0,20	0,03	Verific ata
5	4,44	10740,05	-12354,18	-2437,46	8016	10740,74	-25002,28	2,02	Verific ata	3,50E-03	-2,05E-02	-28,86	12,708	CLS=1 02967,53 Staffe =5170 5,48	0,05	Verific ata
6	5,56	12136,32	-9645,91	-2703,91	8016	12136,63	-25407,40	2,63	Verific ata	3,50E-03	-2,02E-02	-28,72	12,708	CLS=1 03053,91 Staffe =5166 0,16	0,05	Verific ata
7	6,67	13532,58	-6641,57	-2571,84	8016	13532,76	-25811,70	3,89	Verific ata	3,50E-03	-1,99E-02	-28,58	12,708	CLS=1 03145,67 Staffe =5161 7,66	0,05	Verific ata
8	7,78	14928,85	-3783,89	-2156,75	8016	14929,58	-26215,72	6,93	Verific ata	3,50E-03	-1,97E-02	-28,44	12,708	CLS=1 03233,23 Staffe =5157 3,23	0,04	Verific ata
9	8,89	16325,11	-1387,50	-1248,75	8016	16325,50	-26618,95	19,18	Verific ata	3,50E-03	-1,94E-02	-28,28	12,708	CLS=1 03316,34 Staffe =5152 6,77	0,02	Verific ata
10	10	17721,37	--	--	8016	17722,30	27021,06	2702,11	Verific ata	3,50E-03	-1,91E-02	28,14	12,708	CLS=1 03316,34 Staffe =5152 6,77	0,02	Verific ata

Trazione max (daN) :

V=6649 (2180;6070) daN

N = -13.400 daN

nodo 178 cond. statiche



Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	54,74	79,68	34/0,00	12566,37	0,00	31083,59	43649,96	18962,09	14587,54
									[Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,70

Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,70		
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	--	--	--
Laterale	31083,59	31083,59	31083,59
Totale	43649,96	43649,96	43649,96
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3		
Laterale	1,25		
Resistenza di progetto laterale	14627,57 kg		
Resistenza di progetto	27193,95 kg		
Azioni di progetto	-13400,00 kg		
Fattore sicurezza verticale	2,03		

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione	A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine	1		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,70		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,70		
Momento plasticizzazione	21866,39 kgm		
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
	14587,54	14587,54	14587,54
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	1,3		
Resistenza di progetto	6650,70 kg		
Azioni di progetto	6649,00 kg		
Fattore sicurezza orizzontale	1,00		

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond Verifi ca Fless ione	Ver. Pres so- Fless ione	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Pass o Staff e [cm]	Res. Tagli o [kg]	Sicur ezza taglio	Cond Verifi ca Tagli o
1	0	- 1340 0,00	-0,10 35	5255,35	8Ø18	- 1339 9,06	- 2310 6,67	2310,67	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,36 E-02	- 30,12	14,3 Ø8	CLS= 9626 6,99 Staff e=46 763,5 6	0,11	Verifi cata
2	1,11	- 1200 3,74	- 5839,33	1700,35	8Ø18	- 1200 2,93	- 2351 1,92	4,03	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,33 E-02	- 29,99	14,3 Ø8	CLS= 9619 7,92 Staff e=46 730,3 1	0,04	Verifi cata
3	2,22	- 1060 7,47	- 7728,66	63,86	8Ø18	- 1060 7,54	- 2391 6,31	3,09	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,29 E-02	- 29,87	14,3 Ø8	CLS= 9920 9,88 Staff e=46 449,6 2	0,00	Verifi cata
4	3,33	- 9211,21	- 7799,56	- 858,87	8Ø18	- 9210,90	- 2432 0,55	3,12	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,26 E-02	- 29,74	14,3 Ø8	CLS= 9913 3,00 Staff e=46 414,0 1	0,02	Verifi cata
5	4,44	- 7814,95	- 6845,20	- 1350,49	8Ø18	- 7814,81	- 2472 5,30	3,61	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,23 E-02	- 29,62	14,3 Ø8	CLS= 9906 1,91	0,03	Verifi cata

														Staff e=46 381,0 7		
6	5,56	- 6418, 68	- 5344, 64	- 1498, 20	8Ø18	- 6419, 09	- 2512 9,39	4,70	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,20 E-02	- 29,49	14,3 Ø8	CLS= 9898 8,01 Staff e=46 346,8 4	0,03	Verifi cata
7	6,67	- 5022, 42	- 3679, 96	- 1424, 99	8Ø18	- 5022, 43	- 2553 3,14	6,94	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,17 E-02	- 29,36	14,3 Ø8	CLS= 9891 1,02 Staff e=46 311,1 7	0,03	Verifi cata
8	7,78	- 3626, 15	- 2096, 58	- 1195, 00	8Ø18	- 3626, 79	- 2593 6,09	12,37	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,14 E-02	- 29,23	14,3 Ø8	CLS= 9883 2,49 Staff e=46 274,7 9	0,03	Verifi cata
9	8,89	- 2229, 89	- 768,7 6	- 691,8 8	8Ø18	- 2229, 54	- 2633 9,52	34,26	Verifi cata	3,50 E-03	- 2,11 E-02	- 29,11	14,3 Ø8	CLS= 9875 9,15 Staff e=46 240,8 1	0,01	Verifi cata

4. GIUDIZIO MOTIVATO SULL'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni. Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

La corrispondenza dei risultati ottenuti conferma l'attendibilità dei risultati del modello di calcolo.

5. CARATTERISTICHE DI AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

Titolo del codice di calcolo: MasterSap;

Autore, produttore e distributore: AMV s.r.l., via San Lorenzo 106, 34077 Ronchi dei Legionari (Go);

Versione: MasterSap top ver 2011 SP 2.3

Estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso: lic. N° 32704/2012.

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione solutore. I dati trasferiti al solutore sono consultabili attraverso la lettura del file di formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Analizzatore diagnostico



Non è necessario eseguire l'analizzatore diagnostico.

Analizzatore...

dei dati per il
facilmente
input in

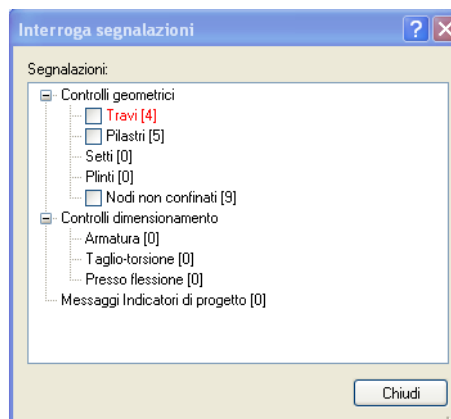
Apposite procedure di controllo sono predisposte per i dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Il rilascio di ogni nuova versione dei programmi è sottoposta a rigorosi check automatici che mettono a confronto i risultati della release in esame con quelli già validati realizzati da versioni precedenti. Inoltre, sessioni specifiche di lavoro sono condotte da personale esperto per controllare il corretto funzionamento delle varie procedure software, con particolare riferimento a quelle che sono state oggetto di interventi manutentivi o di aggiornamento.



programmi di muratura etc. segnalati, per contrasto con (che bloccano esempio il qualora vengono segnalati con

controllo dei

Rubiera , 05/06/2021

Il Progettista delle Strutture
Ing. Luca Forti