



COMUNE DI RAVENNA

AREA INFRASTRUTTURE CIVILI
SERVIZIO EDILIZIA PUBBLICA



RIFACIMENTO DELLA COPERTURA DELLA PIASTRA POLIVALENTE PRESSO IL CENTRO SPORTIVO COMUNALE DI SAVARNA

Via dell'Artiglio, 18 - Savarna - Ravenna

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO



CUP: C63B19000240004

Segretario Generale
DOTT. PAOLO NERI

Sindaco
MICHELE DE PASCALE

Assessore ai LL.PP.
ROBERTO GIOVANNI FAGNANI

Capo Servizio: Ing. LUCA LEONELLI

Capo Area: Ing. MASSIMO CAMPRINI

Responsabile Unico del Procedimento: ing. Luca Leonelli
Coordinatore della progettazione: ing. Elisabetta Canella
Coord. sicurezza in fase di prog.: ing. Elisabetta Canella
Progettisti opere edili: arch. Massimo Dalla Torre
geom. Antonio Giacinto
Progettista opere strutturali: ing. Elisa Trombini
Progettista opere termiche: ing. Chiara Polito
Progettista impianti elettrici: p.i. Alessandro Somma
Rilievo topografico: geom. Michele Minguzzi
Elaborazione grafica: U.E.G.

0		E. Trombini	E. Canella	L. Leonelli	AGOSTO 2020
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Codice Intervento: FASCICOLO 2019/6.5/397	Codice Edificio: D053	Codice Fase: DE	Codice Elaborato: RCS
Scala:	File: D053-2019_6.5_397-DE-RCS-R0.DOC	Data: AGOSTO 2020	Revisione: R0

0. INDICE DEGLI ELABORATI

0. INDICE DEGLI ELABORATI	1
1. PREMESSA.....	2
2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	3
2.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	3
a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO.....	3
b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	3
c) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI	4
d) PARAMETRI DI PROGETTO.....	4
e) MATERIALI.....	10
f) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	10
g) INDICAZIONI DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI	11
h) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI.....	12
i) CRITERI DI VERIFICA.....	15
j) RAPPRESENTAZIONE DEFORMATE E SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	16
k) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO.....	18
l) STRUTTURE DI FONDAZIONE	19
2.2. TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE/	21
3. RELAZIONE SUI MATERIALI.....	51
4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	52
5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA.....	53
5.1. MANUALE D'USO.....	53
5.2. MANUALE DI MANUTENZIONE.....	53
5.3. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE.....	57
6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI.....	61
6.1. RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	61
6.2. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DEL TERRENO	61
6.3. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA 'PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE' DEL SITO DI COSTRUZIONE	65

1. PREMESSA

Il progetto prevede la copertura della piastra polivalente a servizio del centro sportivo di Savarna sita in via Dell'artiglio – Ravenna.

La presente relazione tecnica viene redatta per lo svolgimento del progetto definitivo/esecutivo relativo alla nuova costruzione di copertura realizzata con struttura ad arco lignea e telone di copertura poggiante su una nuova fondazione a travi rovesce.

Il progetto sarà redatto secondo il D.M. 17/01/2018 e la Circolare n. 7/2019 contenente le "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

La piastra da coprire ha dimensioni pari a circa 18x36m, per cui la copertura avrà dimensioni massime pari a circa 22x36.40m ed altezza massima all'estradosso pari a 10.76m.

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

La piastra polivalente da coprire si trova nell'abitato di Savarna, in un'area con una urbanizzazione consolidata da anni. Questo territorio della pianura presenta pendenza media $<15^\circ$ per cui non sono previsti effetti di amplificazione legati alla topografia. Il fattore S_T (coefficiente di amplificazione topografica) è valutato quindi pari a 1.0.

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito si rimanda al capitolo 6 della presente relazione.

b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

La nuova copertura avrà dimensioni massime planimetriche pari a 22x36.40m ed altezza massima pari a 10.76m. La copertura sarà formata da 8 strutture ad arco a due cerniere in legno lamellare ed inserti metallici. Gli archi saranno incernierati alla base per non trasferire momenti flettenti alla fondazione. Gli archi avranno interasse pari a 5.18m. Gli archi saranno stabilizzati (per gli effetti flessione torsionali) da puntoni in legno lamellare di collegamento tra i vari archi e in corrispondenza delle estremità della copertura saranno posizionati dei controventi metallici.

Il manto di copertura sarà realizzato da membrana in PVC che avvolge l'arco fino a terra, comprese le testate. In corrispondenza delle testate sarà presente un graticcio di travi di chiusura della copertura collegato agli arconi mediante vincoli a cerniera.

Per la copertura è stata prevista una fondazione superficiale di tipo nastriforme che si svilupperà lungo tutto il perimetro della piastra esistente, la quale non verrà demolita, la quota di imposta sarà raggiunta mediante compattazione del piano di sbancamento. Sotto la fondazione sarà realizzato un getto di pulizia in conglomerato cementizio magro di spessore minimo pari a 10 cm.

Per la morfologia del terreno e per l'assenza della falda alle profondità raggiunte non sono previste opere accessorie.

Esternamente alla struttura saranno realizzate due pareti fonoassorbenti con pannelli tipo "Schallstop" della Bosco Italia spa e piedritti realizzati con profili HE in acciaio, di altezza totale pari a 3m, che avranno il compito di schermare il generatore (impianto). Tale struttura sarà sottoposta solo ad una piccola quota parte di vento.

c) *NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI*

- D.M. 17/01/2018 “*Norme tecniche delle costruzioni*”;
- Circolare n. 7/2019 “*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”;
- Istruzioni CNR_DT206_2007 “*Istruzioni per la Progettazione, l'esecuzione ed il Collaudo delle strutture di Legno*”;
- Eurocodice 5 UNI EN 1995-1-1 “*Progettazione delle strutture di legno*”;
- La progettazione è stata redatta nella piena osservanza delle Leggi 64/74 e 1086/71 e dei relativi decreti attuativi;
- D.M. 16/02/2007 “*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere di costruzione*”.

d) *PARAMETRI DI PROGETTO*

In considerazione della ordinarietà delle opere si assume:

- *vita nominale $V_N = 50$ anni;*
- *classe d'uso III;*
- *periodo di riferimento $V_R = 75$ anni*
- *categoria sottosuolo C;*
- *categoria topografica T1;*
- *amplificazione topografica $S_S = 1.421$*

$$C_C = 1.597$$

L'intervento è ubicato in zona sismica 3:

- Sito di costruzione: via dell'Artiglio – Savarna_Ravenna
LON. 12.112005- LAT. 44.509923

Foto aerea



AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Copertura:

analisi dei carichi:	- peso proprio struttura principale	300.95	kg/mq
	- peso proprio strutture secondarie	29.40	
	- permanenti non strutturali telo copertura	1	kg/mq

Pretensione telo: 100kg/mq

$$q = 100 \cdot i / r_{eq} = 100 \cdot 5.18 / 11 = 47.01 \text{ kg/ml}$$

Neve:

<p>Caso (i)</p> <p>Caso (ii) $0,5\mu_3$</p> <p>$0,8$</p> <p>μ_3</p> <p>60°</p> <p>β</p> <p>h</p> <p>l_s</p> <p>b</p>	<p>Zona I_ Ravenna</p> <p>$q_{sk} = 150 \text{ kg/mq}$</p> <p>Caso (i) $q_n = 150 \cdot 0.8 = 120 \text{ kg/mq}$</p> <p>Caso(ii) $q_n = 150 \cdot 2 = 300 \text{ kg/mq}$</p> <p>$q_n = 150 \cdot 2 \cdot 0.5 = 150 \text{ kg/mq}$</p> <p>$l_s = 19.00 \text{ m}$</p> <p>Breve durata $k_{mod} = 0.9$</p>
---	--

Vento:

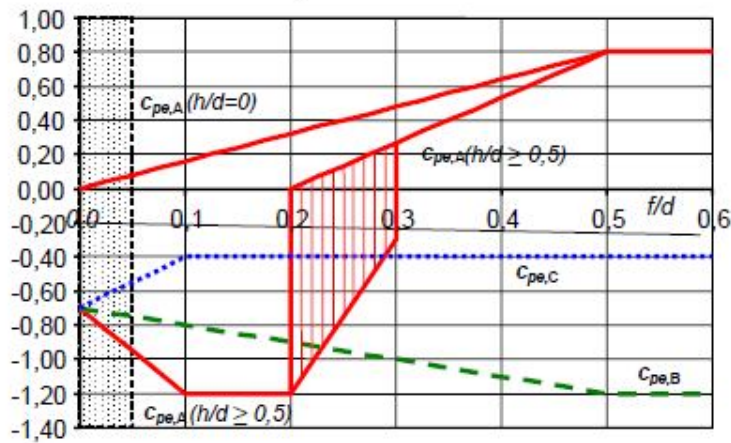
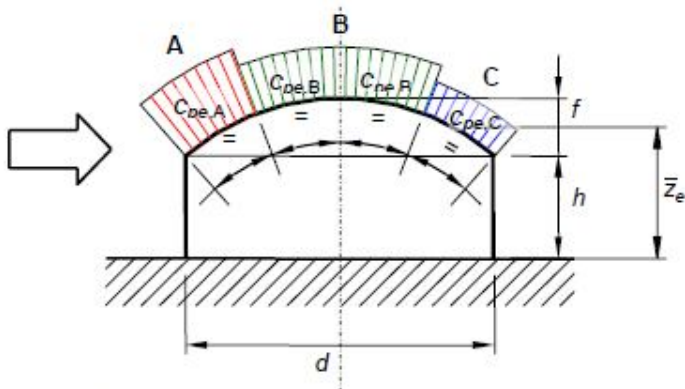


Figura G.16 – Coefficienti di pressione per coperture a volta cilindrica.

Vento zona Emilia Romagna

Classe di rugosità D

Categoria di esposizione del sito II

$k_t=0.19$

$z_0=0.05\text{m}$

$z_{\min}=4\text{m}$

$z_a=7.60 \rightarrow ce(z_a)=2.19$

$z_{\max}=10.00 \rightarrow ce(z_{\max})=2.35$

$q_r=39.06\text{kg/mq}$

$c_d=1$

Vento perpendicolare alla generatrice (Y):

coefficienti sull'arco G.2.3.6 CNR_DT-207/2008

$$c_{pa}=0.8$$

$$c_{pb}=-1.2$$

$$c_{pc}=-0.4$$

coefficienti sulle pareti laterali G.2.2

$$h/d=10.76/21.71=0.495$$

$$c_p=-0.9$$

Pressione interna G.4.3

$$c_{pi}=0.2$$

$$c_{pii}=-0.3$$

Vento parallelo alla generatrice (Y):

coefficienti sull'arco G.2.3.1 CNR_DT-207/2008

Fascia sopravvento pari a h $c_{pe,A}=-0.8$

Restanti zone $c_{pe,B}=\pm 0.2$

coefficienti sulle pareti laterali G.2.2

$$h/d=10.76/36.42=0.295$$

Faccia sopravvento $c_p=0.7+0.1*0.295=0.73$

Faccia sottovento $c_p=-0.3-0.2*0.295=-0.36$

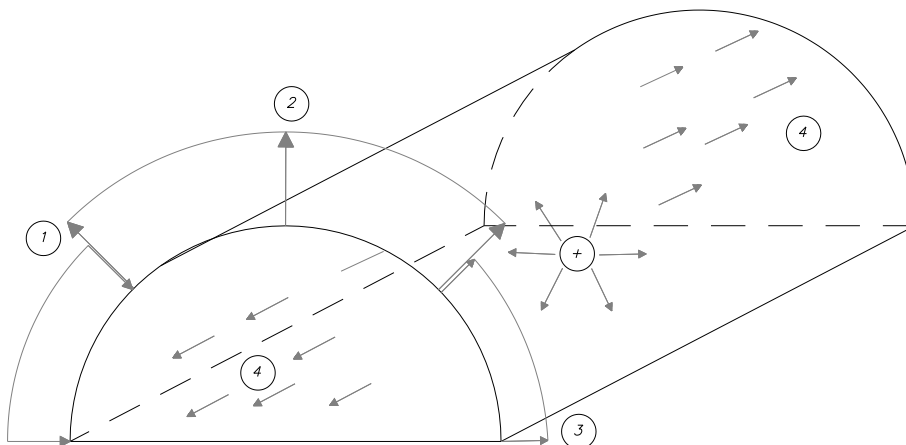
Pressione interna G.4.3

$$c_{pi}=0.2$$

$$c_{pii}=-0.3$$

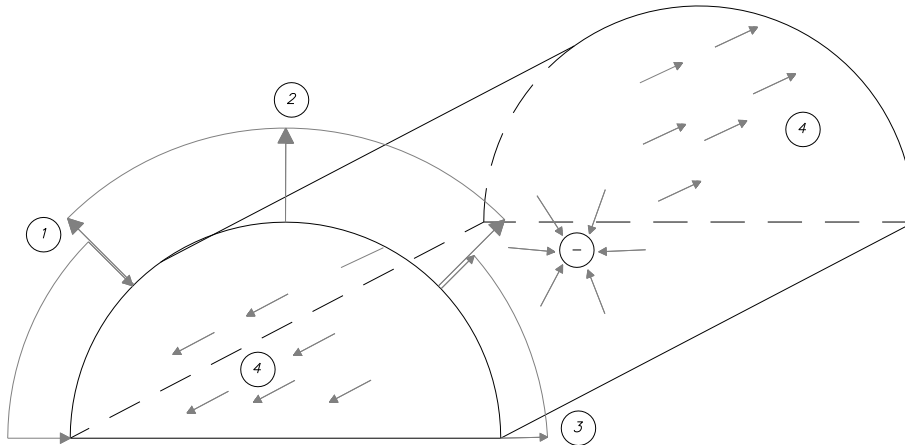
Pressione del vento complessiva globale:

Vento in direzione Y+ (pressione interna positiva)



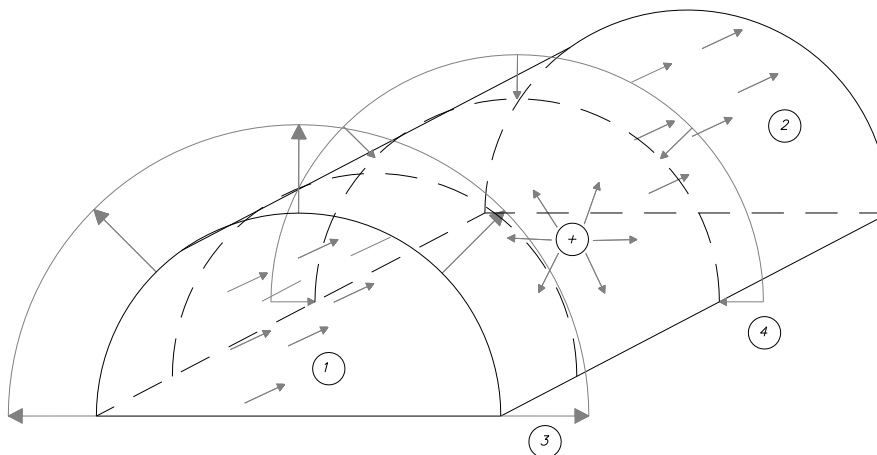
	Y+	q_r	c_e	c_p	l	q_v	q'_v
		[kg/mq]			[m]	[kg/mq]	[kg/m]
1	q_a (kg/mq)	39.06	2.19	$0.8-(+0.2)=0.6$	5.18	51.32	265.86
2	q_b (kg/mq)	39.06	2.35	$-1.2-(+0.2)=-1.4$	5.18	-128.51	-665.67
3	q_c (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.4-(+0.2)=-0.6$	5.18	-55.07	-285.28
4	$q_{laterale}$	39.06	2.19	$-0.9-(+0.2)=-1.1$	5.18	-94.95	-

Vento in direzione Y- (pressione interna negativa)



	Y-	q_r	c_e	c_p	l	q_v	q'_v
		[kg/mq]			[m]	[kg/mq]	[kg/m]
1	q_a (kg/mq)	39.06	2.19	$0.8-(-0.3)=1.2$	5.18	102.65	531.72
2	q_b (kg/mq)	39.06	2.35	$-1.2-(-0.3)=-0.9$	5.18	-82.61	-427.93
3	q_c (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.4-(-0.3)=-0.1$	5.18	-9.18	-47.55
4	$q_{laterale}$	39.06	2.19	$-0.9-(-0.3)=-0.6$	-	-51.32	-

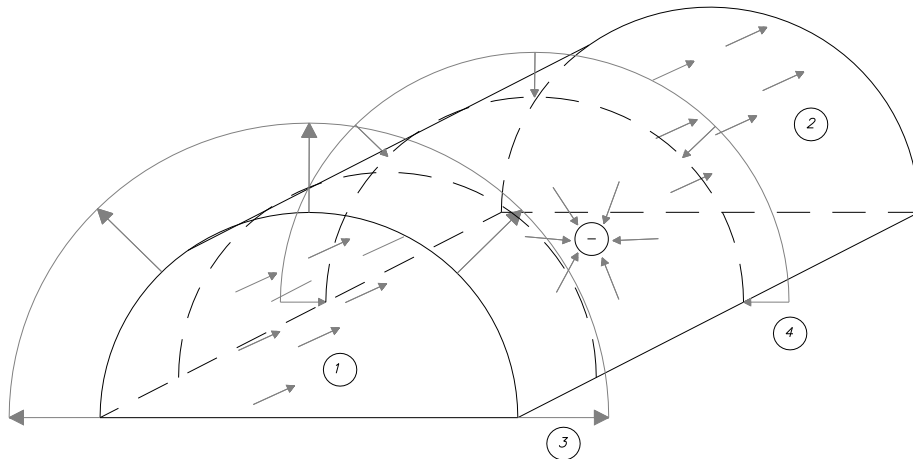
Vento in direzione X+A (pressione interna positiva_ pressione sull'arco +0.2)



	X+A	q_r	c_e	c_p	l	q_v	q'_v
		[kg/mq]			[m]	[kg/mq]	[kg/m]
1	$q_{lat\ soprav.}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$0.73-(+0.2)=0.53$	-	45.33	-
2	$q_{lat\ sottov.}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.36-(+0.2)=-0.56$	-	-47.901	-

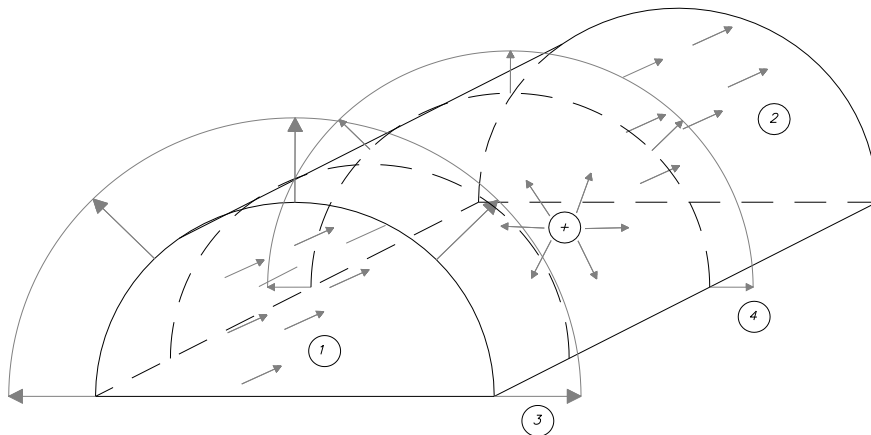
3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.8-(+0.2)=-1.00$	5.18	-85.54	-443.10
3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.8-(+0.2)=-1.0$	5.18	-91.79	-475.48
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.2-(+0.2)=-0.4$	5.18	-34.21	-177.24
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.2-(+0.2)=-0.4$	5.18	-36.71	-190.19

Vento in direzione X+B (pressione interna positiva_ pressione sull'arco -0.2)



	X+B	q_r	c_e	c_p	l	q_v	q'_v
		[kg/mq]			[m]	[kg/mq]	[kg/m]
1	$q_{\text{lat soprav.}}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$0.73-(+0.2)=0.53$	-	45.33	-
2	$q_{\text{lat sottov.}}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.36-(+0.2)=-0.56$	-	-47.901	-
3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.8-(+0.2)=-1.00$	5.18	-85.54	-443.10
3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.8-(+0.2)=-1.0$	5.18	-91.79	-475.48
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.2-(+0.2)=-0.4$	5.18	-34.21	-177.24
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$+0.2-(+0.2)=0.0$	5.18	0	0

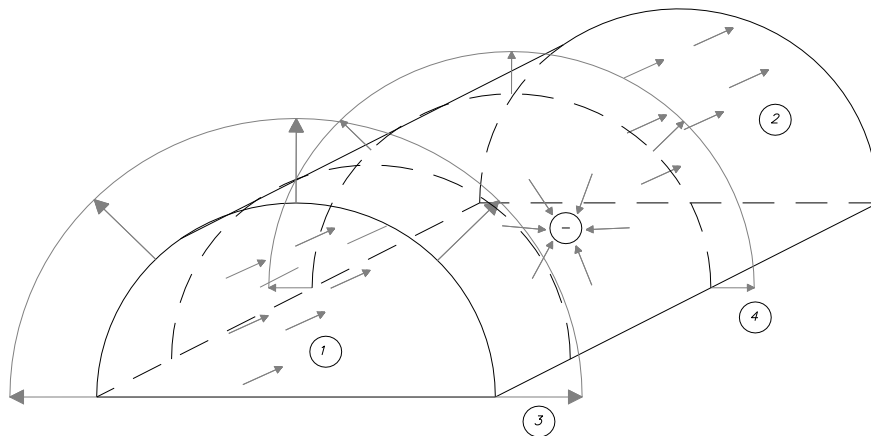
Vento in direzione X-A (pressione interna negativa_ pressione sull'arco +0.2)



	X-A	q_r	c_e	c_p	l	q_v	q'_v
		[kg/mq]			[m]	[kg/mq]	[kg/m]
1	$q_{\text{lat soprav.}}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$0.73-(-0.3)=1.03$	-	88.10	-
2	$q_{\text{lat sottov.}}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.36-(-0.3)=-0.06$	-	-5.13	-

3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.8-(-0.3)=-0.50$	5.18	-42.77	-221.55
3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.8-(-0.3)=-0.50$	5.18	-45.89	-237.73
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.2-(-0.3)=0.1$	5.18	8.55	44.31
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.2-(+0.2)=0.1$	5.18	9.18	47.54

Vento in direzione X-B (pressione interna negativa_ pressione sull'arco -0.2)



	X-A	q_r	c_e	c_p	l	q_v	q'_v
		[kg/mq]			[m]	[kg/mq]	[kg/m]
1	$q_{\text{lat soprav.}}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$0.73-(-0.3)=1.03$	-	88.10	-
2	$q_{\text{lat sottov.}}$ (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.36-(-0.3)=-0.06$	-	-5.13	-
3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$-0.8-(-0.3)=-0.50$	5.18	-42.77	-221.55
3	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$-0.8-(-0.3)=-0.50$	5.18	-45.89	-237.73
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.19	$+0.2-(-0.3)=0.5$	5.18	42.77	221.55
4	q_{arco} (kg/mq)	39.06	2.35	$+0.2-(+0.2)=0.5$	5.18	45.89	237.73

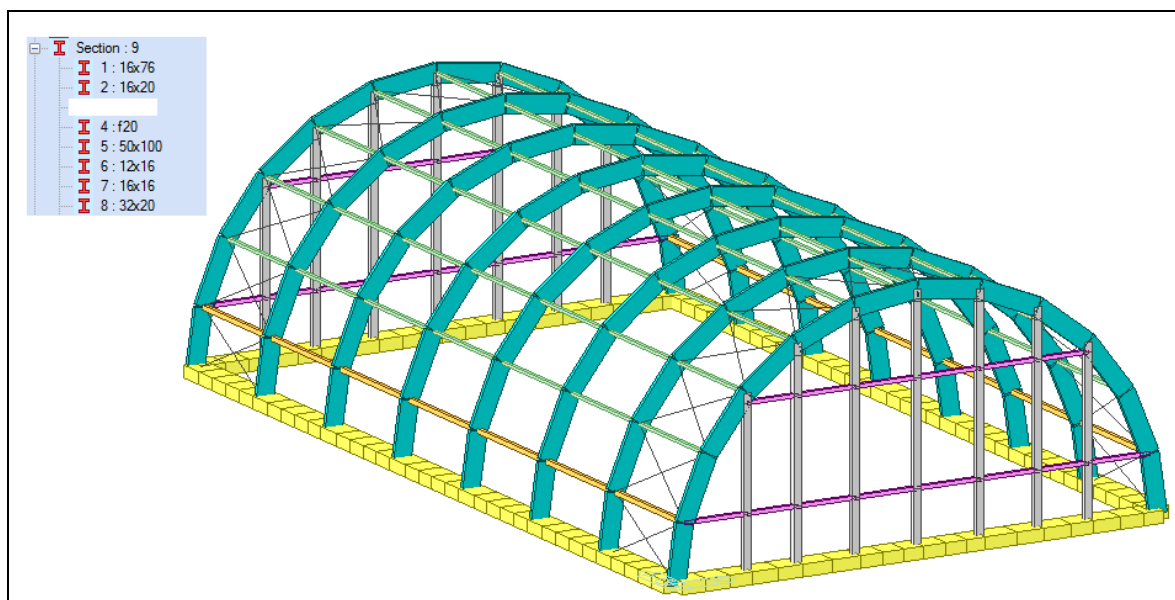
e) MATERIALI

Per quanto riguarda i materiali si prescrivono:

- calcestruzzo per i getti delle fondazioni
 - R_{ck} 300 kg/cm²
 - classe di esposizione XC2
 - classe di consistenza del getto S4
 - dimensione aggregato max 25 mm
- acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento
- acciaio S235 JR controllato in stabilimento
- bulloni cl.8.8 e dadi classe 6S
- legno lamellare classe GL28h per archi e pilastri
- legno lamellare classe GL24h arcarecci

f) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Modello geometrico



Il corpo di fabbrica è stato schematizzato mediante struttura spaziale come previsto dal punto 7.2.6 del D.M. 17/1/2018, considerando un comportamento strutturale non dissipativo e quindi adottando un fattore di comportamento $q=1.00$.

Il calcolo è stato eseguito nello spirito del metodo degli Stati Limite considerando i seguenti gruppi di combinazioni di carico :

- 1) combinazioni di carico comprendenti gli effetti del sisma (agli SLD e SLO);
- 2) combinazioni delle condizioni di carico statiche che agiscono sulla struttura.

Per il dettaglio delle combinazioni di carico adottate si vedano i tabulati di calcolo allegati.

Il progetto delle strutture di fondazione e la verifica della capacità portante del terreno sono stati sviluppati secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) come previsto dal D.M. 17/1/2018. Le fondazioni a travi rovesce sono state analizzate nella stessa modellazione schematizzandone il comportamento come quello di una trave su suolo elastico (coefficiente di Winkler $k=1.0\text{kg}/\text{cmc}$ per analisi statiche e $k=3.0\text{kg}/\text{cmc}$ per le analisi sismiche) sottoposta alle azioni della sovrastruttura in elevazione considerando l'interazione terreno-struttura; le dimensioni della fondazione sono state verificate in modo che l'azione di progetto non superi la resistenza limite del terreno.

Per la verifica degli elementi lignei sono state eseguite verifiche manuali secondo il DM17/01/2018.

g) INDICAZIONI DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI

Le combinazioni di carico adottate nelle analisi sono le seguenti:

- per le verifiche di resistenza agli (SLU) si è utilizzata la combinazione fondamentale (2.5.1) del D.M. 17/01/2018

$$1,3G_1 + 1,5G_2 + 1,5(Q_k + \psi_{01}Q_{k2})$$

- per le verifiche a deformabilità, fessurazione, tensioni di esercizio (nella struttura e in fondazione) sono state utilizzate le seguenti combinazioni di carico:

- combinazione rara

$$G_1 + G_2 + Q_k + \psi_{02} Q_{k2}$$

- combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_k + \psi_{12} Q_{k2}$$

- combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_k + \psi_{22} Q_{k2}$$

- per le verifiche sismiche si è utilizzata la combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_k + \psi_{22} Q_{k2}$$

Dove:

	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
per neve a quota <1000m s.l.m.	0.5	0.2	0.0
per il vento	0.6	0.2	0.0

Verranno usate n.2 carichi per la neve uno per ogni schema sopra riportato, e n.6 combinazioni per il vento: due per vento ortogonale alla generatrice della copertura (vento Y+, Y-) e 4 per vento parallelo alla generatrice della copertura (X+A, X+B, X-A, X-B). Tali azioni sono state opportunamente combinate tra loro.

h) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI

In riferimento al punto 7.2.1. del D.M. 17/1/2018 si ritiene che la struttura in elevazione del fabbricato sia da considerarsi “*regolare in pianta*” e “*regolare in altezza*” per cui il calcolo è stato eseguito secondo quanto prescritto ai punti 7.3.3.1 del D.M. 17/1/2018 mediante *analisi lineare dinamica* della struttura.

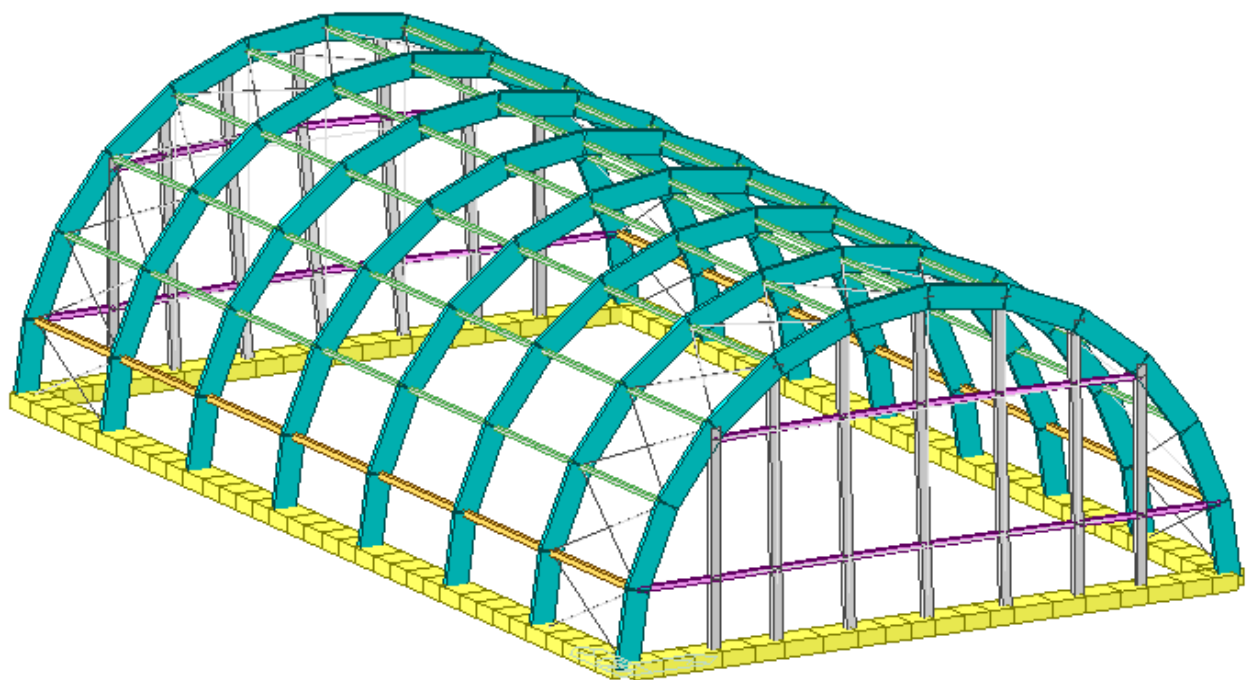
Il valore del fattore di struttura “q=1.00” utilizzato è coerente con la tipologia strutturale prevista.

In conformità a quanto prescritto dal punto 2.5.3. del D.M. 17/1/2018 le masse della struttura sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei carichi permanenti nonché di un'aliquota dei carichi variabili secondo quanto indicato nella tabella 2.5.I del suddetto DM.

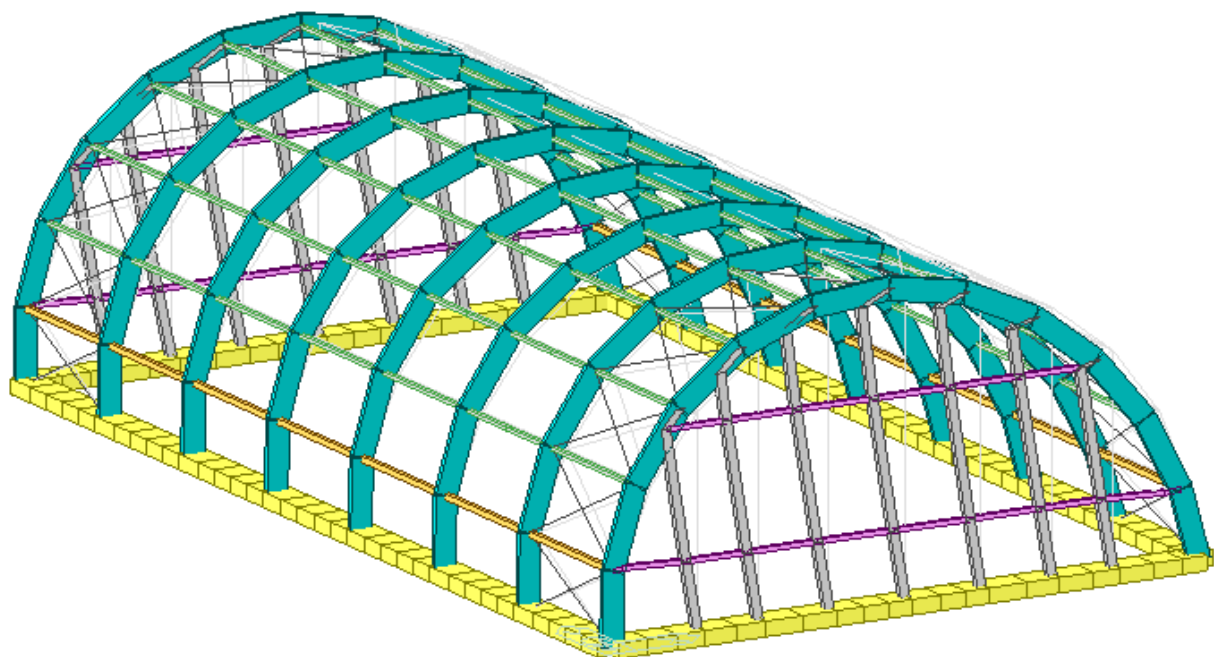
In particolare, sono stati considerati i modi di vibrare a cui corrisponde l'eccitazione di più dell'85% delle masse della struttura quindi le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi sono stati calcolati mediante combinazione quadratica completa dei valori relativi a ciascun modo di vibrare.

Mode No	Frequency		Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	13.9606	2.2219	0.4501	0	0	2.5172	2.5172	9.8112	9.8112	0	0	0	0
2	14.4423	2.2986	0.4351	0	0	0.6265	3.1437	2.6979	12.5091	0	0	0	0
3	15.4551	2.4598	0.4065	0	0	0	3.1437	0	12.5091	0	0	0.0686	0.0686
4	15.8943	2.5296	0.3953	0	0	0	3.1437	0	12.5091	0.0001	0.0001	0.064	0.1326
5	16.6982	2.6576	0.3763	0	0	0.1843	3.328	0.6388	13.1479	0	0.0001	0	0.1326
6	17.1625	2.7315	0.3661	0	0	0.1703	3.4983	0.6279	13.7758	0	0.0001	0	0.1326
7	18.2056	2.8975	0.3451	0.002	0.002	0	3.4983	0	13.7758	0.0082	0.0083	0.0316	0.1642
8	18.3642	2.9228	0.3421	18.1833	18.1854	0	3.4983	0	13.7758	75.8168	75.8252	0.028	0.1922
9	18.4146	2.9308	0.3412	0	18.1854	0.0972	3.5954	0.348	14.1237	0	75.8252	0	0.1922
10	18.701	2.9764	0.336	0.0017	18.1871	0	3.5954	0	14.1237	0.0073	75.8325	0.039	0.2312
11	18.9076	3.0092	0.3323	0	18.1871	0.1068	3.7023	0.4035	14.5273	0	75.8325	0	0.2312
12	20.6024	3.279	0.305	0.0623	18.2494	0	3.7023	0	14.5273	0.2698	76.1023	10.3015	10.5327
13	21.7273	3.458	0.2892	0	18.2494	0.5699	4.2722	1.8604	16.3877	0	76.1023	0	10.5327
14	21.7428	3.4605	0.289	0	18.2494	0	4.2722	0	16.3877	0	76.1023	0	10.5327
15	21.7443	3.4607	0.289	0	18.2494	0.0075	4.2797	0.0246	16.4123	0.0002	76.1025	0.0006	10.5333
16	21.7466	3.4611	0.2889	0	18.2494	0	4.2797	0	16.4123	0	76.1025	0	10.5333
17	22.2831	3.5465	0.282	0	18.2494	11.3472	15.6269	56.9369	73.3492	0	76.1025	0	10.5333
18	26.9926	4.296	0.2328	0.9102	19.1596	0	15.6269	0	73.3492	4.9075	81.01	0.0166	10.5499
19	31.0174	4.9366	0.2026	0.0006	19.1602	0	15.6269	0	73.3492	0.0043	81.0142	2.7709	13.3207
20	37.1674	5.9154	0.1691	0	19.1602	0	15.6269	0	73.3492	0	81.0142	0.0125	13.3332
21	37.225	5.9245	0.1688	0	19.1602	0.3609	15.9878	0.0053	73.3546	0	81.0142	0	13.3332
22	38.2163	6.0823	0.1644	0	19.1602	0	15.9878	0	73.3546	0	81.0143	0.0121	13.3453
23	38.3082	6.0969	0.164	0	19.1602	0.0729	16.0607	0.0026	73.3572	0	81.0143	0	13.3453
24	40.2672	6.4087	0.156	0	19.1602	13.6928	29.7535	0.9856	74.3427	0	81.0143	0	13.3453
25	52.6573	8.3807	0.1193	0	19.1602	0.0901	29.8436	0.0026	74.3453	0	81.0143	0	13.3453
26	53.2089	8.4685	0.1181	0	19.1602	0.2235	30.0672	0.0252	74.3705	0	81.0143	0	13.3453
27	58.9033	9.3748	0.1067	0	19.1602	0	30.0672	0	74.3705	0	81.0143	0.0017	13.347
28	59.5314	9.4747	0.1055	0	19.1602	0	30.0672	0	74.3705	0	81.0143	0	13.347
29	60.4788	9.6255	0.1039	0	19.1602	0.0349	30.1021	0.0047	74.3751	0	81.0143	0	13.347
30	60.5163	9.6315	0.1038	0	19.1602	0.0147	30.1167	0.0002	74.3754	0	81.0143	0	13.347
31	62.2159	9.902	0.101	0	19.1602	0	30.1167	0	74.3754	0	81.0143	0.9764	14.3234
32	68.4276	10.8906	0.0918	0	19.1602	3.2879	33.4046	7.8188	82.1941	0	81.0143	0	14.3234
33	70.237	11.1786	0.0895	0	19.1602	0.0793	33.4839	0.029	82.2232	0	81.0143	0	14.3234
34	70.3646	11.1989	0.0893	0	19.1603	0	33.4839	0	82.2232	0	81.0143	0.0187	14.342
35	76.5967	12.1907	0.082	0	19.1603	0.1233	33.6072	0.0117	82.2349	0	81.0143	0.0001	14.3421
36	77.1713	12.2822	0.0814	0.0001	19.1604	0.0002	33.6074	0.0002	82.2351	0	81.0143	0.0241	14.3662
37	80.192	12.7629	0.0784	0	19.1604	0.0055	33.6129	0.0014	82.2365	0.0003	81.0145	0.0004	14.3667
38	89.422	14.232	0.0703	0.3069	19.4673	0	33.6129	0	82.2365	0.0436	81.0582	0.0022	14.3689
39	91.2666	14.5255	0.0688	0.0019	19.4692	0.0823	33.6952	0.0842	82.3207	0.0037	81.0619	0.0179	14.3867
40	91.7139	14.5967	0.0685	0.004	19.4731	0.038	33.7332	0.0298	82.3505	0.0015	81.0633	0.0435	14.4302
41	95.7956	15.2463	0.0656	0	19.4731	0.0142	33.7474	0.0001	82.3507	0.0031	81.0664	0.0005	14.4307
42	109.4624	17.4215	0.0574	0.0632	19.5364	0	33.7474	0	82.3507	0.0066	81.073	0.0214	14.4521
43	113.7958	18.1112	0.0552	0	19.5364	0.0136	33.761	0.0067	82.3574	0	81.073	0.0001	14.4522
44	116.2296	18.4985	0.0541	0.0288	19.5652	0	33.761	0	82.3575	0.0018	81.0748	1.7828	16.235
45	135.9042	21.6298	0.0462	0	19.5652	0.5402	34.3012	2.9611	85.3186	0	81.0748	0	16.235
46	157.2694	25.0302	0.04	0.461	20.0262	0	34.3012	0	85.3186	0.9826	82.0574	0.0012	16.2362
47	164.8234	26.2325	0.0381	0	20.0262	0.1339	34.4351	0.479	85.7976	0.0001	82.0575	0.0002	16.2365
48	178.2087	28.3628	0.0353	0.2597	20.2859	0.0001	34.4352	0.0002	85.7978	0.9454	83.0029	0.0021	16.2386
49	191.467	30.4729	0.0328	0.0001	20.2859	0.2189	34.6542	0.188	85.9858	0.0002	83.0031	0.0005	16.2391
50	224.4358	35.7201	0.028	0	20.2859	2.1951	36.8493	0.2622	86.248	0	83.0031	0.0001	16.2392
51	367.7792	58.5339	0.0171	1.151	21.437	0	36.8493	0	86.248	0.0341	83.0372	2.0441	18.2832
52	555.3517	88.387	0.0113	0.409	21.8459	0.8434	37.6927	0.0157	86.2637	0.0281	83.0653	0.1315	18.4147
53	566.2364	90.1193	0.0111	37.34	59.186	0.0107	37.7034	0.0001	86.2638	2.6183	85.6836	8.3176	26.7323
54	818.9672	130.3427	0.0077	26.4229	85.6089	0.0004	37.7038	0	86.2638	1.8933	87.577	3.0844	29.8167
55	1847.7517	294.0788	0.0034	0.0002	85.6091	53.6895	91.3933	4.1186	90.3824	0	87.577	0	29.8167

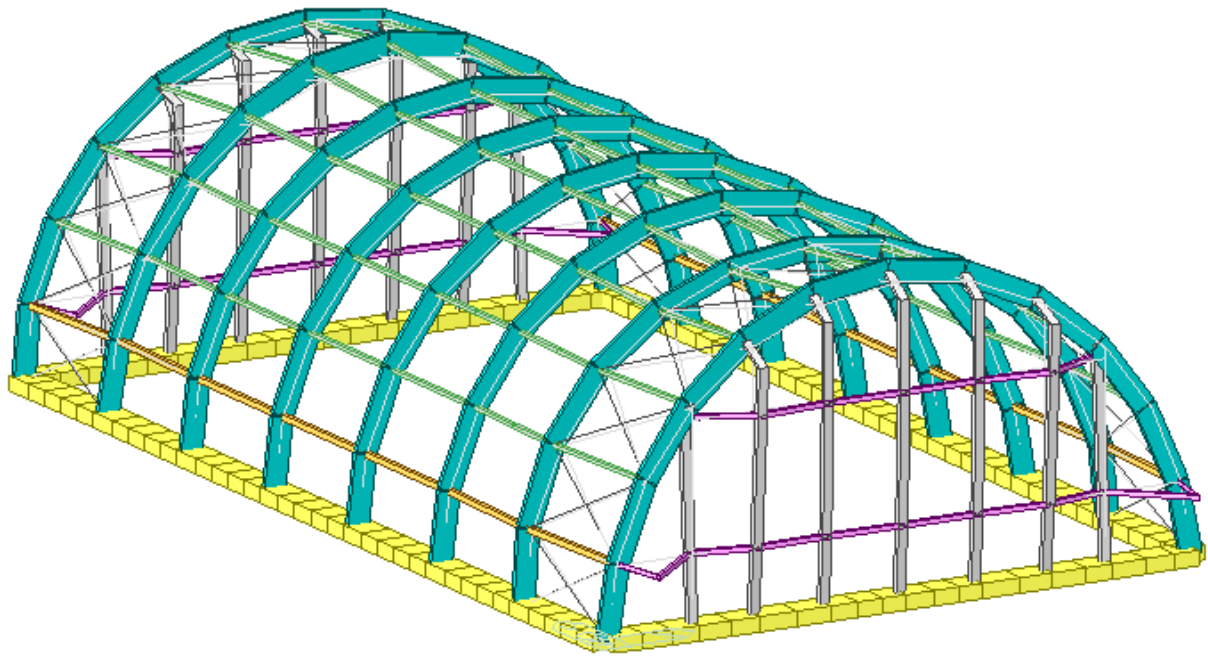
Primo modo di vibrare



Secondo modo di vibrare



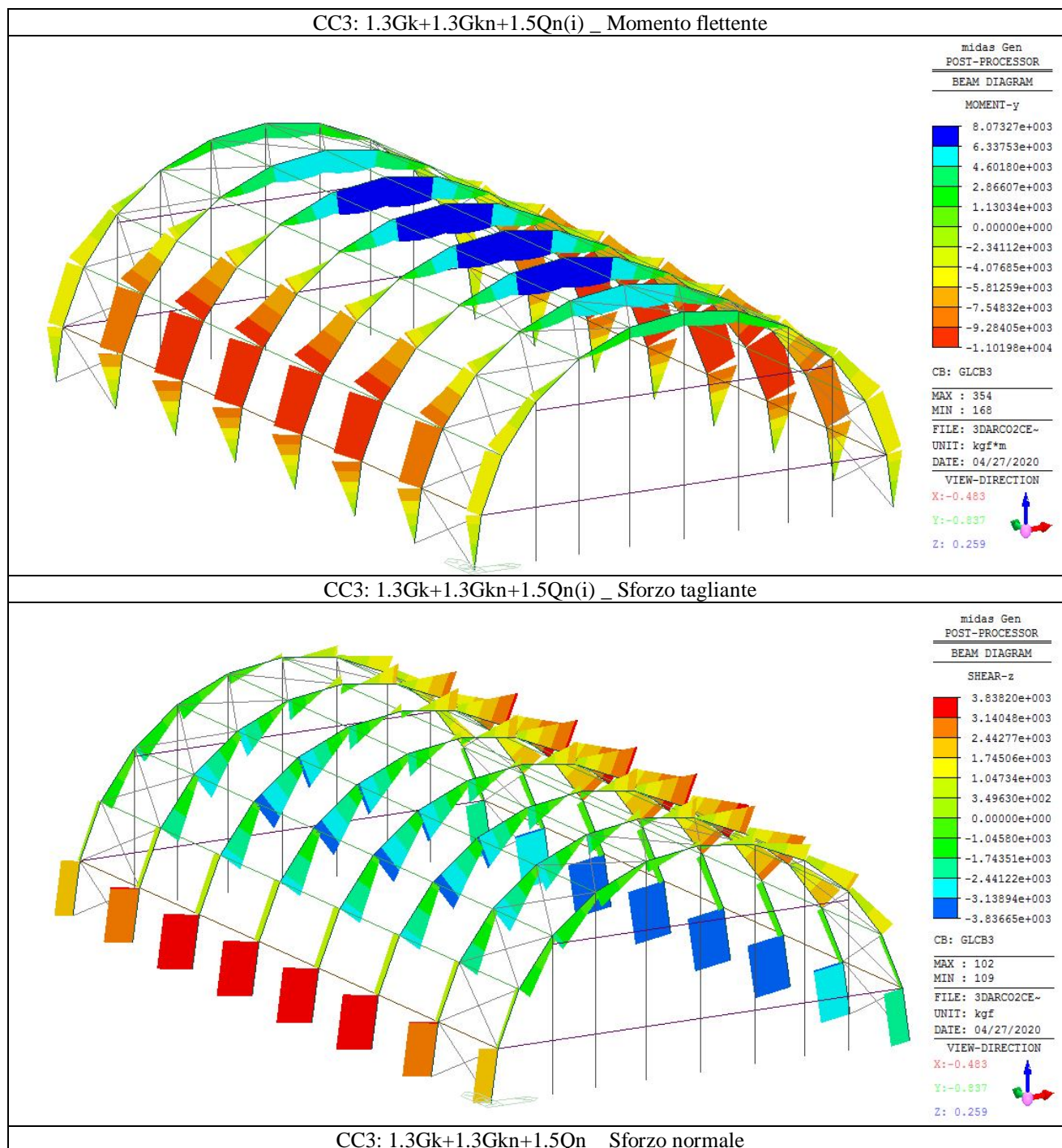
Terzo modo di vibrare

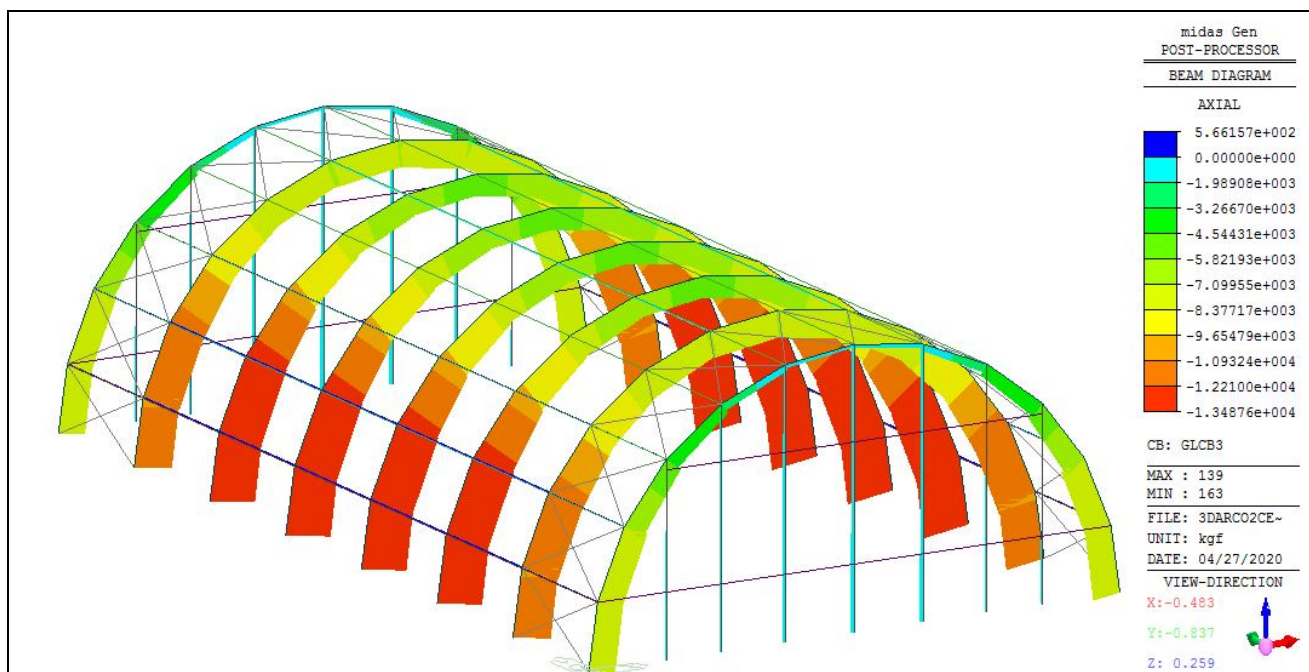


i) CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi strutturali, saranno eseguite mediante il metodo degli Stati Limite; per gli elementi strutturali non soggetti ad elevate sollecitazioni è stata omessa la verifica perché si ritiene manifestamente soddisfatta. Le armature riportate negli elaborati esecutivi sono state calcolate in funzione degli schemi risultanti e sono sufficienti ad assorbire le sollecitazioni di calcolo e a soddisfare gli stati limite ultimi, di fessurazioni, deformazioni e limitazione delle tensioni.

j) *RAPPRESENTAZIONE DEFORMATE E SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE*





Sovrastuttura e fondazioni sono state calcolate in un unico modello, per semplicità di lettura nei diagrammi sopra riportati la fondazione è stata nascosta.

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ 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 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 SDOF semplificati.

Il lavoro di previsione è stato così articolato:

- valutazione delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali;
- stima delle masse; stima delle rigidezze; stima del periodo fondamentale; valutazione delle forze con analisi statica;
- ripartizione delle forze tra gli elementi verticali; previsione di taglio e momento nei pilastri.

Per avere un termine di paragone con il quale giudicare i risultati forniti dal programma di calcolo si è effettuata una valutazione semplificata delle caratteristiche di sollecitazione nella struttura, usando modelli molto semplici secondo quanto richiesto dal capitolo 10 delle NTC 08. Per esempio le

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

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

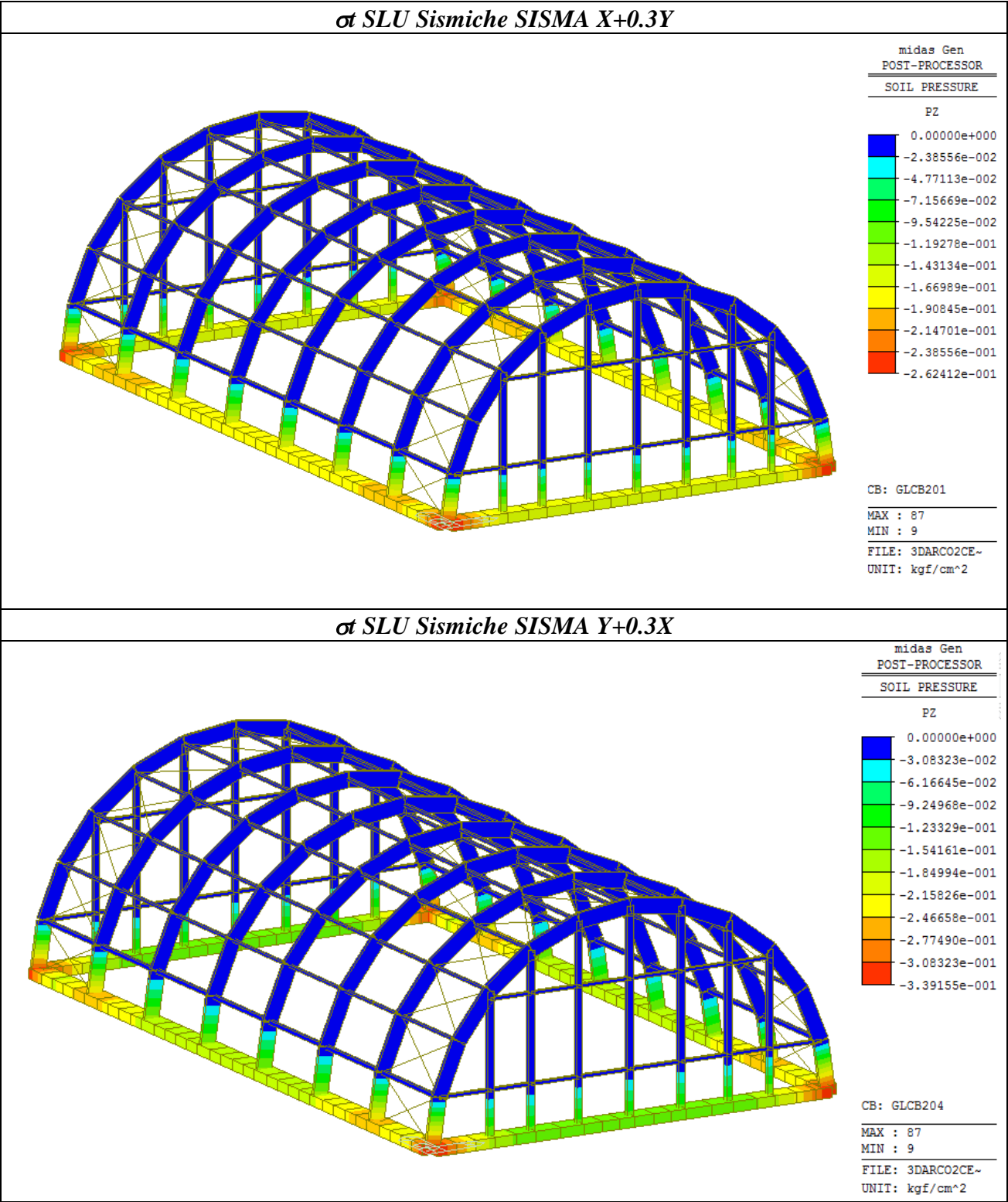
k) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

I calcoli e alcune verifiche sono stati eseguiti mediante l'ausilio dell'elaboratore elettronico utilizzando il programma di calcolo *Midas gen*.

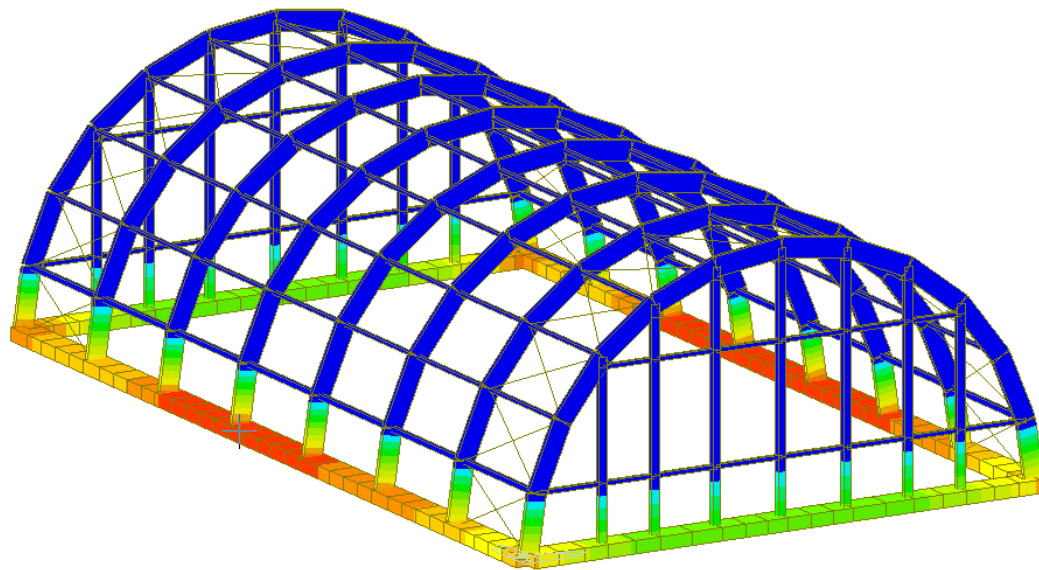
I calcoli e la verifica delle travi in acciaio sono stati eseguiti manualmente seguendo schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

1) STRUTTURE DI FONDAZIONE

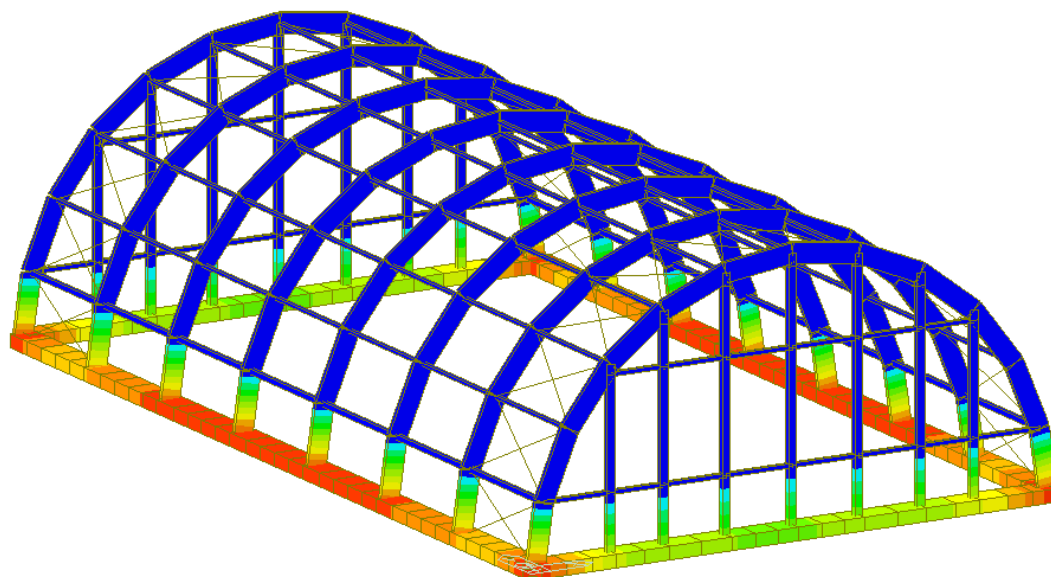
Si riportano di seguito i diagrammi delle pressioni sul terreno.



σ SLU Statiche



σ SLE R Statiche



2.2. TABULATI DI CALCOLO E VERIFICHE/

Verifiche di resistenza sovrastruttura:

Classe di servizio 2

Legno lamellare GL28h

$$k_{def}=0.8$$

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

$$f_{v,k}=3.20\text{N/mm}^2$$

$$f_{t,90,k}=0.45\text{N/mm}^2$$

$$g_m=1.45$$

Sollecitazioni derivanti da neve sono di breve durata

$$k_{mod}=0.9;$$

Sollecitazioni derivanti da azioni sismiche e vento sono di durata istantanea

$$k_{mod}=1.10$$

Effetto altezza $h>60\text{cm} \rightarrow k_h=1.00$

Tensioni indotte a causa della curvatura della lamella in fase di realizzazione della trave curva:

$$r_{int}/t=252.5 > 240 \rightarrow k_r=1.00$$

con $r_{int}=1010\text{cm}$ raggio interno della trave;

$t=4\text{cm}$ spessore della lamella.

Non linearità delle tensioni normali di flessione:

$$k_f=1+0.35(h/r)+0.6(h/r)^2=1+0.35(76/1048)+0.6(76/1048)^2=1.0285$$

h = altezza trave

r = raggio medio di curvatura della trave

Trazione ortogonale alla fibratura:

$$k_p=h/(4*r)=76/(4*1048)=0.0181;$$

$k_{dis}=1.4$ per le travi curve;

$$k_{vol}=(V_0/V)^{0.2}=(0.01/2.598)^{0.2}=0.329$$

$$V=2/3 V_{tot}=2/3*(0.16*0.76*32.05)=2.598\text{mc}$$

V_{tot} = volume della trave curva

Verifiche di resistenza e stabilità flessotorsionale:

$$J=160*760^3/12=58530.13*10^5\text{mm}^4 \text{ momento d'inerzia}$$

$a=2.736\text{m}$ distanza fra i ritegni flesso torsionali sia per estradosso sia per intradosso compresso

Applicazione del carico al lembo compresso (neve):

$$l_{ef}=1.0*a+2*h=2736+2*760=4256\text{mm}$$

$$I_m=(l_{ef}*h)^{0.5}/b=(4256*760)^{0.5}/160=11.24<13 \text{ non si ha instabilità flesso torsionale}$$

Applicazione del carico al lembo teso (vento):

$$l_{ef}=1.0*a-0.5h=2736-0.5*760=2356\text{mm}$$

$$I_m=(l_{ef}*h)^{0.5}/b=(2356*760)^{0.5}/160=8.363<13 \text{ non si ha instabilità flesso torsionale}$$

Se considerassi il caso limite di $a=l=20.95\text{m}$

applicazione del carico al lembo compresso (neve):

$$l_{ef}=0.9*a+2*h=18855+2*760=20375\text{mm}$$

$$I_m=(l_{ef}*h)^{0.5}/b=(20375*760)^{0.5}/160=24.59>13 \text{ si avrebbe instabilità flesso torsionale}$$

si calcola k_{crit}

$$b_c=0.1$$

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

$$E_{0,\text{mean}}=12600\text{N/mm}^2$$

$$G_{0,\text{mean}}=780\text{N/mm}^2$$

$$f_{mk}=28\text{N/mm}^2$$

$$\alpha=1/(3+1.8*(b/h))=0.296$$

$$\sigma_{m,\text{crit}}=12.42\text{N/mm}^2$$

$$l_{\text{rel},m}=1.50$$

$$k_{\text{cri}}=0.4436$$

$$\sigma_s \leq k_{\text{cri}} * f_{m,d} = 0.4436 * (k_{\text{mod}} * 28 / 1.45) = 0.4436 * 19.31 * k_{\text{mod}}$$

Applicazione del carico al lembo teso (vento):

$$l_{\text{ef}}=0.9*a-0.5h=18475\text{mm}$$

$$l_m = (l_{\text{ef}} * h)^{0.5} / b = (18475 * 760)^{0.5} / 160 = 23.42 > 13 \text{ si avrebbe instabilità flessione torsionale}$$

si calcola k_{crit}

$$b_c=0.1$$

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

$$E_{0,\text{mean}}=12600\text{N/mm}^2$$

$$G_{0,\text{mean}}=780\text{N/mm}^2$$

$$f_{mk}=28\text{N/mm}^2$$

$$\alpha=1/(3+1.8*(b/h))=0.296$$

$$\sigma_{m,\text{crit}}=13.69\text{N/mm}^2$$

$$l_{\text{rel},m}=1.4298$$

$$k_{\text{cri}}=0.4892$$

$$\sigma_s \leq k_{\text{cri}} * f_{m,d} = 0.4892 * (k_{\text{mod}} * 28 / 1.45) = 0.4892 * 19.31 * k_{\text{mod}}$$

Combinazioni Statiche:

Neve

$$k_{\text{mod}}=0.9$$

$$f_{m,d} = k_h * k_{\text{mod}} * f_{m,k} / g_m = 17.38\text{N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} * f_{v,k} / g_m = 1.98\text{N/mm}^2$$

$$f_{t,90,d} = k_{\text{mod}} * f_{t,90,k} / g_m = 0.279\text{N/mm}^2$$

Vento

$$k_{\text{mod}}=1.1$$

$$f_{m,d} = k_h * k_{\text{mod}} * f_{m,k} / g_m = 21.24\text{N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} * f_{v,k} / g_m = 2.42\text{N/mm}^2$$

$$f_{t,90,d} = k_{\text{mod}} * f_{t,90,k} / g_m = 0.341\text{N/mm}^2$$

$$\text{CC3: } 1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5Q_n(i)$$

lembo superiore compresso

$$M_d = 8073.27\text{kgm} \quad \text{momento di progetto al colmo}$$

$$T_d = 3838.85\text{kg}$$

$$M_{\text{max}} = -11019.9\text{kgm}$$

CC11: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5Qv (Y-)

lembo superiore teso

Md=-6578.76kgm momento di progetto al colmo

Td=5435.52kg

Mmax=15484.4kgm

$$\sigma_d = k_l * Md * 6 / (b * h)^2 = 1.0285 * 4.271 \text{ N/mm}^2 = 4.39 \text{ N/mm}^2 < k_r * f_{m,d} = 21.24 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

se ci fossero probl di stabilità:

$$\sigma_d = k_l * Md * 6 / (b * h)^2 = 4.39 \text{ N/mm}^2 <$$

$$k_{cri} * f_{m,d} = 0.4892 * 21.24 = 10.39 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

fuori dal colmo zona compressa:

$$\sigma_d = Md * 6 / (b * h)^2 = 15484.4 * 6 / (b * h)^2 = 10.05 \text{ N/mm}^2 < k_r * f_{m,d} = 21.24 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_d = 1.5 * T_d / A_{eff} = 1.00 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2.42 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

verifica di trazione ortogonale alla fibratura:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p * Md * 6 / (b * h)^2 = 0.0181 * 4.27 \text{ N/mm}^2 = 0.077 \text{ N/mm}^2 <$$

$$k_{dis} * k_{vol} * f_{t,90,d} = 1.4 * 0.329 * 0.341 = 0.157 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

CC17: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5Qn(ii)

lembo superiore compresso

Md=9705.54kgm momento di progetto al colmo

Td=5199.81kg

Mmax=-12390.3kgm

$$\sigma_d = k_l * Md * 6 / (b * h)^2 = 1.0285 * 6.30 \text{ N/mm}^2 = 6.48 \text{ N/mm}^2 < k_r * f_{m,d} = 17.37 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

se ci fossero probl di stabilità:

$$\sigma_d = k_l * Md * 6 / (b * h)^2 = 1.0285 * 6.30 \text{ N/mm}^2 = 6.48 \text{ N/mm}^2 < k_{cri} * f_{m,d} = 0.4436 * 17.37 = 7.708 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

fuori dal colmo zona tesa:

$$\sigma_d = Md * 6 / (b * h)^2 = 12390.3 * 6 / (b * h)^2 = 8.04 \text{ N/mm}^2 < k_{cri} * f_{m,d} = 0.4892 * 17.37 = 8.50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

verifica di trazione ortogonale alla fibratura:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p * Md * 6 / (b * h)^2 = 0.0181 * 6.30 \text{ N/mm}^2 = 0.114 \text{ N/mm}^2 <$$

$$k_{dis} * k_{vol} * f_{t,90,d} = 1.4 * 0.315 * 0.279 = 0.129 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

CC46: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5(Qn(i)+0.6Qv(X-a))

lembo superiore compresso

Md=8773.54kgm momento di progetto al colmo

Td=4019.60kg

Mmax=-11522.3kgm

CC52: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5(Qn(ii)+0.6Qv(X-a))

lembo superiore compresso

Md=9833.15kgm momento di progetto al colmo

Td=5247.93kg

Mmax=-12892.2kgm

$$\sigma_d = k_l * M_d * 6 / (b * h)^2 = 1.0285 * 6.38 \text{ N/mm}^2 = 6.56 \text{ N/mm}^2 < k_r * f_{m,d} = 17.37 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

se ci fossero probl di stabilità:

$$\sigma_d = k_l * M_d * 6 / (b * h)^2 = 6.56 \text{ N/mm}^2 < k_{cri} * f_{m,d} = 0.4436 * 17.37 = 7.708 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

verifica di trazione ortogonale alla fibratura:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p * M_d * 6 / (b * h)^2 = 0.0181 * 6.38 \text{ N/mm}^2 = 0.116 \text{ N/mm}^2 <$$

$$k_{dis} * k_{vol} * f_{t,90,d} = 1.4 * 0.315 * 0.279 = 0.129 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

CC53: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5(Qn(ii)+0.6Qv(X-b))

lembo superiore compresso

Md=9754.29kgm momento di progetto al colmo

Td=5439.9kg

Mmax=-12455.00kgm

$$\tau_d = 1.5 * T_d / A_{eff} = 1.001 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 1.98 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Calcolo azioni sugli elementi di testata in legno:

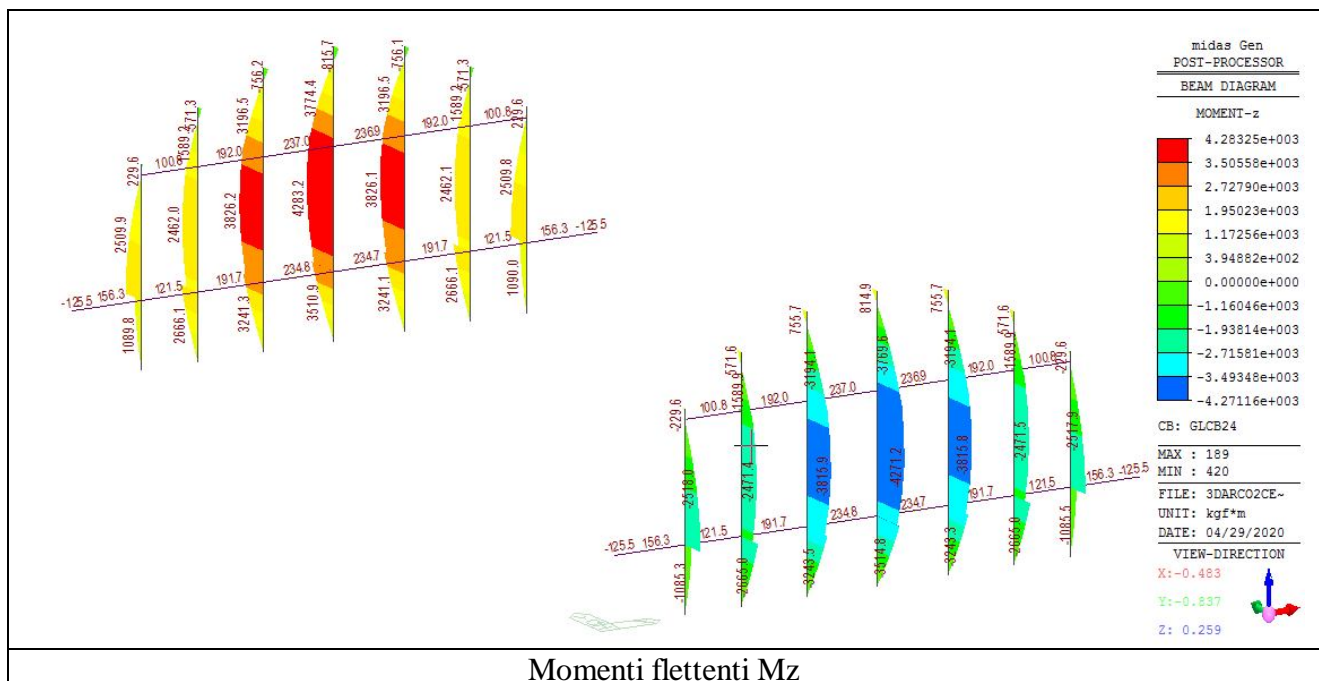
CC24: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5(0.5Qn(i)+Qv(Y+))

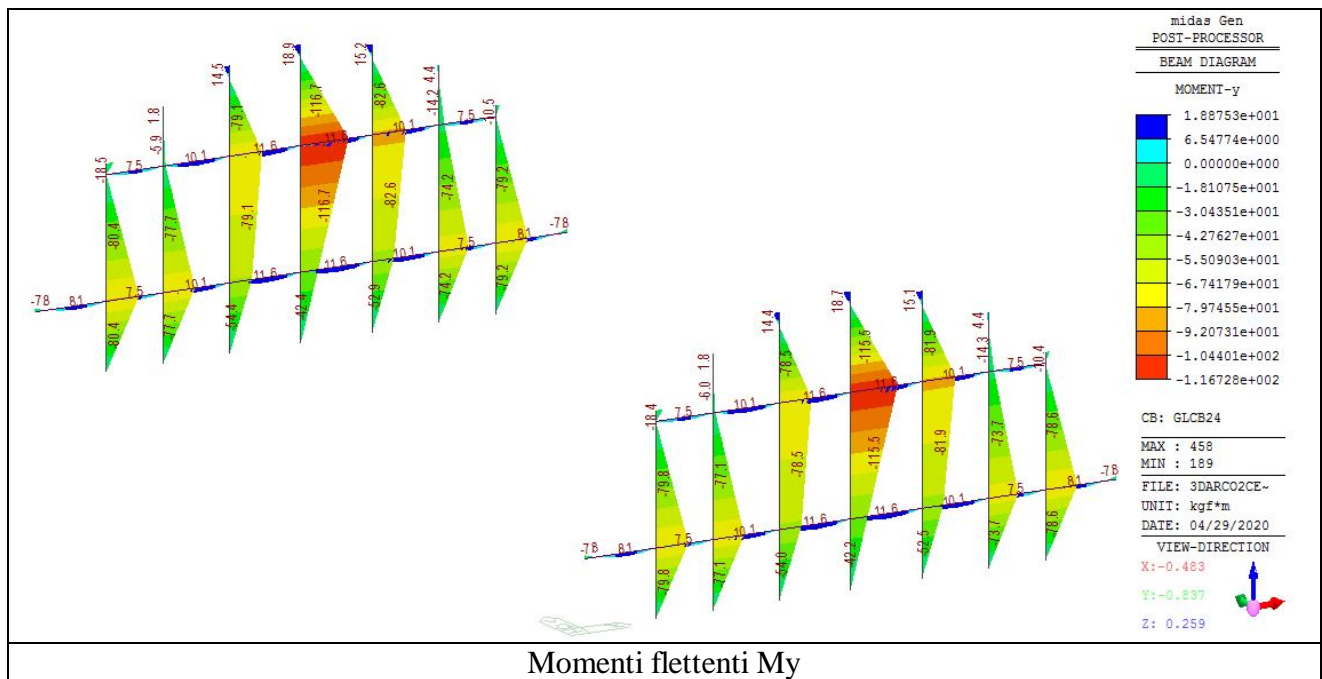
Pilastro centrale

Mz=4283.25kgm

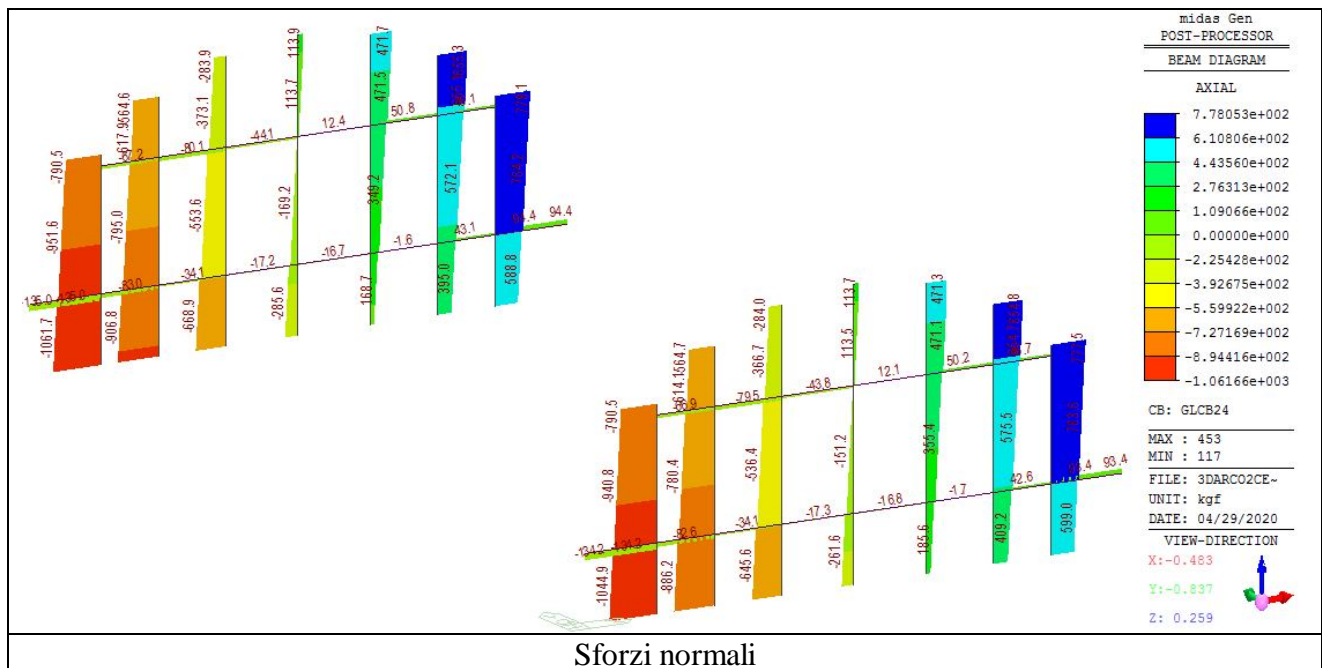
My=116.73kgm

N= 285.6kg





Momenti flettenti My



Sforzi normali

Grigliato di chiusura

Colonne		
b = y	200 mm	altezza
h = z	320 mm	base
l = x	10000 mm	lunghezza
ly	4750 mm	lunghezza di inflessione verso l'arco
lz	10000 mm	lunghezza di inflessione verso l'interno della palestra

GL28h	LL
E0,05	10200 N/mm ²
E0mean	12600
G0mean	780
f _{mk}	28
f _{c,0,k}	26.5
k _{mod}	1.1 vento
gamma _m	1.45 LL

lambda _{crit}	61.63
lambda _y	51.36
lambda _z	173

lambda _{rel y}	0.833 >	0.3 pb. Instabilità
lambda _{rel z}	2.807 >	0.3 pb. Instabilità

ky	0.874
kz	4.565

bc	0.1
----	-----

kc,y	0.880
kc,z	0.122

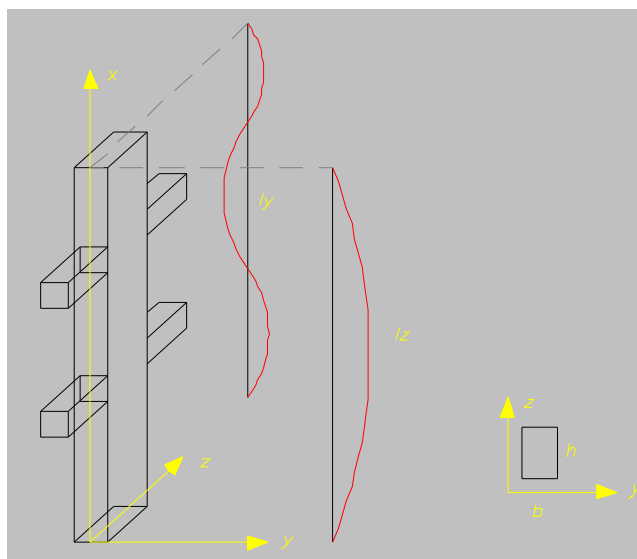
sigma _{cy}	17.68134591 N/mm ²	Per verifica a compressione
sigma _{cz}	2.46242687 N/mm ²	

km	0.7 per sezioni rettangolari
f _{md}	21.24137931

N	285.6 kg
My	116.73 kgm
Mz	4283.25 kgm

sigma _{c,0,d}	0.045 N/mm	A	64000 mm
sigma _{m,y,d}	0.342 N/mm	Wy	3413333 mm ²
sigma _{m,z,d}	20.078 N/mm	Wz	2133333 mm ²

$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0.680 < 1	formula 6.27 CNR
$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0.975 < 1	formula 6.27 CNR



Terzo pilastro:

Mz=3826.2kgm

My=79.10kgm

N= 668.9kg

Grigliato di chiusura

Colonne		
b = y	200 mm	altezza
h = z	320 mm	base
l = x	9700 mm	lunghezza
ly	4750 mm	lunghezza di inflessione verso l'arco
lz	10000 mm	lunghezza di inflessione verso l'interno della palestra

GL28h	LL
E0,05	10200 N/mm ²
E0mean	12600
G0mean	780
f _{m,k}	28
f _{c,0,k}	26.5
k _{mod}	1.1 vento
gamma _m	1.45 LL

lambda _{crit}	61.63
lambda _y	51.36
lambda _z	173

lambda _{rel y}	0.833 >	0.3 pb. Instabilità
lambda _{rel z}	2.807 >	0.3 pb. Instabilità

ky	0.874
kz	4.565

bc	0.1
----	-----

kc,y	0.880
kc,z	0.122

sigma _{cy}	17.68134591 N/mm ²	Per verifica a compressione
sigma _{cz}	2.46242687 N/mm ²	

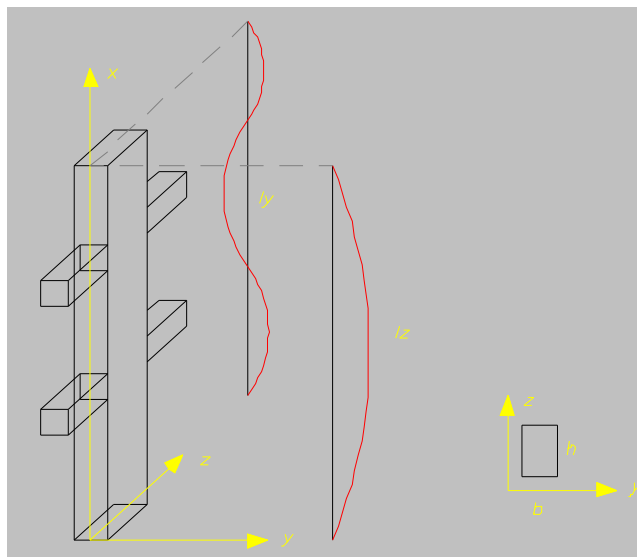
km	0.7 per sezioni rettangolari
f _{md}	21.24137931

N	668.9 kg
My	79.1 kgm
Mz	3826.2 kgm

sigma _{c,0,d}	0.105 N/mm	A	64000 mm
sigma _{m,y,d}	0.232 N/mm	Wy	3413333 mm ³
sigma _{m,z,d}	17.935 N/mm	Wz	2133333 mm ³

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad 0.608 < 1 \quad \text{formula 6.27 CNR}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad 0.894 < 1 \quad \text{formula 6.27 CNR}$$



Calcolo azioni sui controventi in legno:

Se considerassi il caso limite di a=l=20.95m

applicazione del carico al lembo compresso:

$$l_{ef} = 0.9 * a + 2 * h = 20375 \text{ mm}$$

$$l_m = (l_{ef} * h)^{0.5} / b = (20375 * 760)^{0.5} / 160 = 24.59 > 13 \text{ si avrebbe instabilità flessione torsionale}$$

si calcola k_{crit}

$$bc = 0.1$$

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

$$E_{0,mean} = 12600 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{0,mean} = 780 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\alpha = 1 / (3 + 1.8 * (b/h)) = 0.296$$

$$\sigma_{m,crit} = 12.42 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{rel,m} = 1.50$$

$$k_{cri} = 0.4436$$

$N_d = (1 - k_{cri}) M_d / h = (1 - 0.4436) * 15484.4 / 0.16 = 53850.84 \text{ kg}$ (formula 9.36 EC5)
 $q_d = k_l (n * N_d / k_{t,3} * l) = n * 72.50 \text{ kg/m}$ carico stabilizzante a ml di controvento
 $k_l = \min(1; (15/l)^{0.5}) = 0.846$ (formula 9.38 EC5)
 $k_{t,3} = 30$
 $n = 6$ n. di travi da stabilizzare mediante ciascun controvento (8-2 arconi)
 $F_d = q_d * a = 991.80 \text{ kg}$
 $a = 2.736 \text{ m}$ distanza tra controventi

Il controvento va dimensionato per resistere ai carichi F_d ai quali si sommano gli altri carichi esterni derivanti dalle CC sopra riportate
 CC10: $1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5Q_v(Y+)$
 $N_d = 1274.00 \text{ kg}$

$N_{tot} = N_d + F_d = 2265.80 \text{ kg}$
 $\sigma_n = 2265.80 / (120 * 160) = 1.18 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 14.90 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$

Combinazioni Sismiche:

GL28h

$k_{mod} = 1.1$
 $f_{m,d} = k_h * k_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m = 21.24 \text{ N/mm}^2$
 $f_{v,d} = k_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m = 2.42 \text{ N/mm}^2$
 $f_{t,90,d} = k_{mod} * f_{t,90,k} / \gamma_m = 0.341 \text{ N/mm}^2$

GL24

$f_{m,d} = k_h * k_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m = 14.90 \text{ N/mm}^2$
 $f_{v,d} = k_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m = 1.68 \text{ N/mm}^2$
 $f_{t,90,d} = k_{mod} * f_{t,90,k} / \gamma_m = 0.248 \text{ N/mm}^2$

Combinazione più gravosa

CC200: $G_k + G_{kn} + 1.0E_x + 0.3E_y + 1.0E_{xecc} + 0.3E_{yecc}$

$M_d = 5057.08 \text{ kgm}$

$T_d = 1901.90 \text{ kg}$

Valori inferiori rispetto all'analisi statica condotta, quindi verificati

Calcolo azioni sui controventi in legno:

Calcoli come da caso statico

$k_{cri} = 0.4436$

$N_d = (1 - k_{cri}) M_d / h = (1 - 0.4436) * 5057.08 / 0.16 = 17587.2 \text{ kg}$ (formula 9.36 EC5)
 $q_d = k_l (n * N_d / k_{t,3} * l) = n * 23.67 \text{ kg/m}$ carico stabilizzante a ml di controvento
 $k_l = \min(1; (15/l)^{0.5}) = 0.846$ (formula 9.38 EC5)
 $k_{t,3} = 30$
 $n = 5$
 $F_d = q_d * a = 323.91 \text{ kg}$
 $a = 2.736 \text{ m}$ distanza tra controventi

Il controvento va dimensionato per resistere ai carichi F_d ai quali si sommano gli altri carichi esterni derivanti dalle CC sopra riportate
 CC236: $G_k + G_{kn} - 0.3E_x - 1.0E_y + -0.3E_{xecc} - 1.0E_{yecc}$
 $N_d = 559.70 \text{ kg}$

$$N_{tot} = N_d + F_d = 962.82 \text{ kg}$$

$$\sigma_n = 883.61 / (120 \cdot 160) = 0.46 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 18.20 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Verifiche di resistenza a trazione controventi in acciaio:

Barra f16

$$N_r = A_{f_yk} / g_{m0} = 157 \cdot 235 / 1.05 = 3513.81 \text{ kg}$$

$$CC38: 1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5(0.5Q_n(ii) + Q_v(X+a))$$

$$N = 1848.77 \text{ kg} < N_r \rightarrow \text{OK}$$

$$CC204: G_k + G_{kn} + 0.3E_x + E_y + 0.3E_{xecc} + 1E_{yecc}$$

$$N = 2602.01 < N_r \rightarrow \text{OK}$$

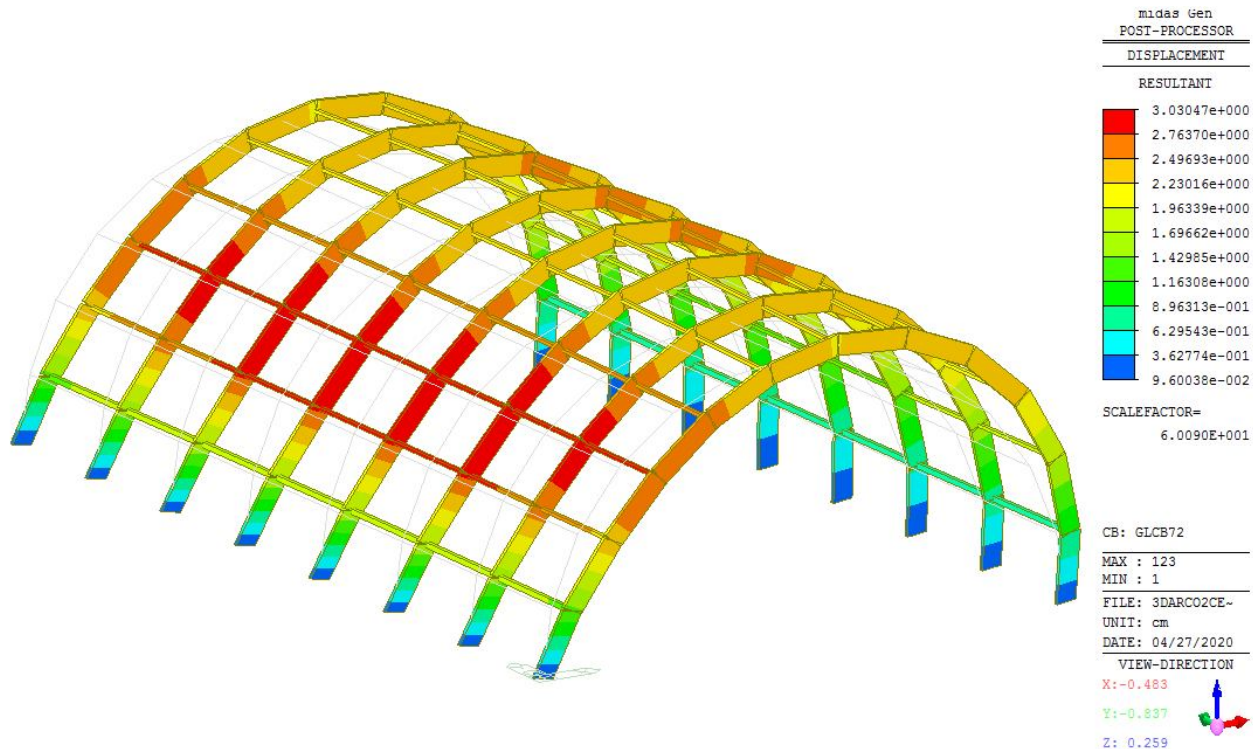
Verifiche di deformabilità sovrastruttura:

Freccia massima allo SLE

$$CC72: G_k + G_{kn} + 1(Q_v(Y-))$$

$$D_{xyz} = 3.03 \text{ cm}$$

$$f = 3.03 \text{ cm} = 1/6799 \ll L/500 = 4.19 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$



$$D_z = 1.928 \text{ cm}$$

Verifica di rigidezza cap. 7.3.6.1. DM17/01/2018 , la struttura presenta tamponamenti deformabili che non subiscono danni a seguito di spostamenti di interpiano per cui si omette la verifica.

Verifica collegamenti:

Collegamento arco in legno e trave di controvento in legno:

Arcareccio 12x16 in LL GL24h

$$CC10: 1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5Q_v(Y+)$$

Trazione:

$$N_d = 1274.00 \text{ kg}$$

$$N_{tot} = N_d + F_d = 2265.80 \text{ kg}$$

$$CC3: 1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5Q_n(i)$$

$$\text{Taglio: } V_{tot} = 24.56 \text{ kg}$$

Posizionamento piastra a scomparsa tipo AluMIDI con fori della Rothoblass di dimensioni $b \times h = 120 \times 120 \text{ mm}$, collegata all'arco mediante 22 viti F5x60 tipo LBS della Rothoblass e alla trave secondaria mediante 3 spinotti F12x120 tipo STA della Rothoblass.

$$k_{\text{mod}} = 0.9 \text{ neve}$$

$$g_m = 1.45$$

$$V_{R,d} = 25.60 \text{ kN} \cdot k_{\text{mod}} / g_m = 15.88 \text{ kN} = 1588 \text{ kg} \gg V_{\text{tot}}$$

$$k_{\text{mod}} = 1.1 \text{ vento}$$

$$g_m = 1.45$$

$$N_{R,d} = 3.50 \cdot n_{\text{viti}} \cdot k_{\text{mod}} / g_m = 3.50 \cdot 22 \cdot k_{\text{mod}} / g_m = 58.41 = 5841 \text{ kg} \gg N_{\text{tot}}$$

Arcareccio 16x20 in LL GL24h

$$\text{CC48: } 1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5(Q_n(ii) + 0.6Q_v(Y+))$$

Trazione:

$$N_d = 724.77 \text{ kg}$$

$$N_{\text{tot}} = N_d + F_d = 2265.80 \text{ kg}$$

$$\text{CC3: } 1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5Q_n(i)$$

$$\text{Taglio: } V_{\text{tot}} = 40.94 \text{ kg}$$

Posizionamento piastra a scomparsa tipo AluMIDI con fori della Rothoblass di dimensioni $b \times h = 120 \times 160 \text{ mm}$, collegata all'arco mediante 30 viti F5x60 tipo LBS della Rothoblass e alla trave secondaria mediante 4 spinotti F12x120 tipo STA della Rothoblass.

$$k_{\text{mod}} = 0.9 \text{ neve}$$

$$g_m = 1.45$$

$$V_{R,d} = 40.50 \text{ kN} \cdot k_{\text{mod}} / g_m = 25.14 \text{ kN} = 2514 \text{ kg} \gg V_{\text{tot}}$$

$$N_{R,d} = 3.50 \cdot n_{\text{viti}} \cdot k_{\text{mod}} / g_m = 3.50 \cdot 30 \cdot k_{\text{mod}} / g_m = 65.17 = 6517 \text{ kg} \gg N_{\text{tot}}$$

Collegamento arco in legno e controventi in acciaio:

$$\text{CC38: } 1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5(0.5Q_n(ii) + Q_v(X+a))$$

$$N = 1848.77 \text{ kg} < N_r \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{CC204: } G_k + G_{kn} + 0.3E_x + E_y + 0.3E_{\text{ecc}} + 1E_{\text{yecc}}$$

$$N = 2602.01 < N_r \rightarrow \text{OK}$$

Posizionamento piatto di spessore 6mm in acciaio S235JR nel quale sarà posizionato un bullone M16 classe 8.8 con resistenza a taglio pari a $F_{v,Rd} = 60.29 \text{ kN} = 6029 \text{ kg} \gg N$, il piatto sarà fissato all'arco principale mediante n.4 bulloni M12 cl.8.8.

Verifica rifollamento del piatto:

Classe bullone 8.8 diametro d 16 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area 157.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 60.29 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 90.43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 0 F_{t,Sd} 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$ OK

Rifollamento

Acciaio S235 (Fe360) f_u 360 N/mm²

spessore t 6 mm

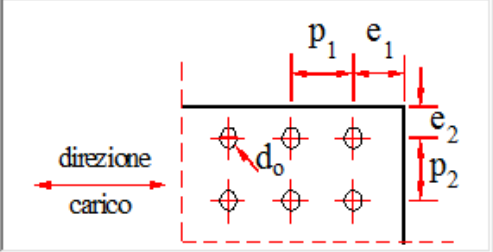
diametro foro d_o 18 mm

distanze bordo e₁ 40 e₂ 40

passo p₁ 40 p₂ 220

α 0.491

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 33.92 kN Osservazioni



Collegamento fondazione e controventi in acciaio:

CC38: $1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5(0.5Q_n(ii) + Q_v(X+a))$

N=1848.77kg < N_r → OK

CC204: $G_k + G_{kn} + 0.3E_x + E_y + 0.3E_{xecc} + 1E_{yecc}$

N=2602.01kg < N_r → OK

Posizionamento piastra di spessore 10mm in acciaio S235JR ancorato alla fondazione mediante 4 tirafondi M16 con lunghezza di ancoraggio 25cm. Alla piastra sarà saldato un piatto di spessore 10mm con foro f18 per fissare il tirante alla piastra. Il tirante sarà collegato al piatto mediante un bullone M16 (V_r=60.29kN >> N).

Verifica rifollamento del piatto sp.10mm:

Acciaio S235 (Fe360) f_u 360 N/mm²

spessore t 10 mm

diametro foro d_o 18 mm

distanze bordo e₁ 45 e₂ 50

passo p₁ 50 p₂ 50

α 0.676

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 68.25 kN Osservazioni



Verifica rifollamento piastra sp.10mm:

Rifollamento

Acciaio S235 (Fe360) f_u 360 N/mm²

spessore t 10 mm

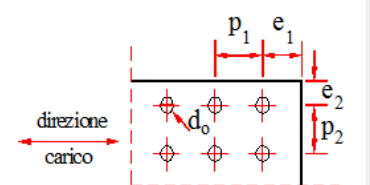
diametro foro d_o 18 mm

distanze bordo e₁ 35 e₂ 35

passo p₁ 85 p₂ 80

α 0.648

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 74.67 kN Osservazioni



Verifica tirafondi:

$$V_s = \frac{N}{4}$$

$$V_R = \frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 31848.6 N > V_s$$

$$N_s = \frac{N}{4}$$

$$N_R = \frac{0.9 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 47772.85 N > N_s$$

Resina tipo Hit-Hy 200 della Hilti

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V-R M16

Riempimento spazio con Set di riempimento sismico Hilti M16 mm

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 250 \text{ mm}$ ($h_{ef,min} = - \text{ mm}$)

Materiale: A4

Certificazione No.: ETA 11/0483

Emesso l Valido: 28/07/2017 | -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 155 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,0.95} = 25.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 500 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

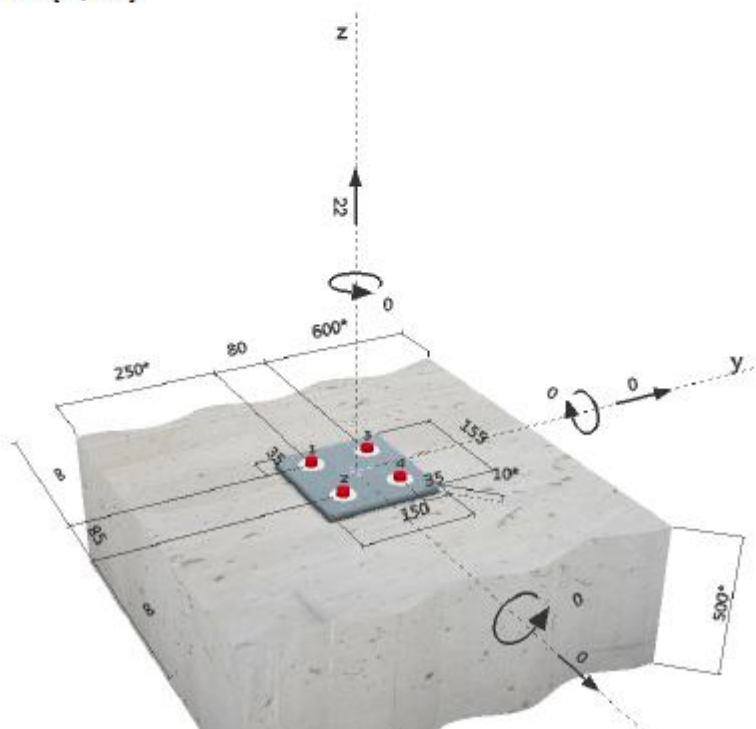
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

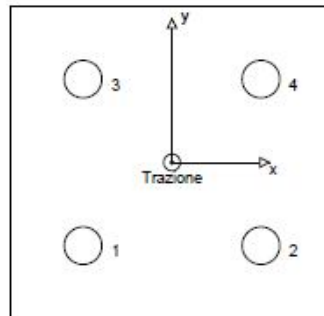
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	5.500	0.000	0.000	0.000
2	5.500	0.000	0.000	0.000
3	5.500	0.000	0.000	0.000
4	5.500	0.000	0.000	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 22.000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	5.500	58.770	10	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	22.000	209.315	11	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	22.000	136.514	17	OK
Fessurazione**	22.000	285.471	8	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

N_{Rk} [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Ed,s}$ [kN]	N_{Rd} [kN]
109.900	1.870	58.770	5.500

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,Np}$	$\tau_{Rk,act,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
334.357	245.760	1.361	18.00	496	248	250
ψ_c	$\tau_{Rk,act}$ [N/mm ²]	max $\tau_{Rk,act}$ [N/mm ²]	$\psi_{p,Np}^0$	$\psi_{p,Np}$		
1.020	18.36	17.30	1.000	1.000		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{rs,Np}$	
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Rd} [kN]		
230.777	313.973	1.500	209.315	22.000		

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
588.875	562.500	1.047	375	750		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{rs,N}$	
0	1.000	0	1.000	0.900	1.000	
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Rd} [kN]		
11.000	217.407	1.500	136.514	22.000		

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{f,sp}$		
338.300	250.000	1.357	250	500	1.451		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{rs,N}$	k_1	
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	11.000	
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Rd} [kN]				
217.407	1.500	285.471	22.000				

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo p_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{dk} = 4.074 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0.013 \text{ [mm]}$$

$$V_{dk} = 0.000 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0.000 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0.013 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{sk} = 4.074 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0.026 \text{ [mm]}$$

$$V_{sk} = 0.000 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0.000 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0.026 \text{ [mm]}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- Le resistenze dell'ancoraggio utilizzato per questo calcolo sono valide SOLO se il set di riempimento sismico sarà installato in cantiere come per IFU quando la rondella sismica è stata selezionata.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!

L'ancoraggio risulta verificato!

Arco a due cerniere:

Collegamento incastri interni su arco

$$CC47: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5(Qn(i)+0.6Qv(X-b))$$

$$My=427.25kgm$$

$$T=3521.84kg$$

$$N=-9406.5kg$$

$$CC52: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5(Qn(ii)+0.6Qv(X-a))$$

$$My=7392.50kgm$$

$$T=2731.37kg$$

$$N=-5964.40kg$$

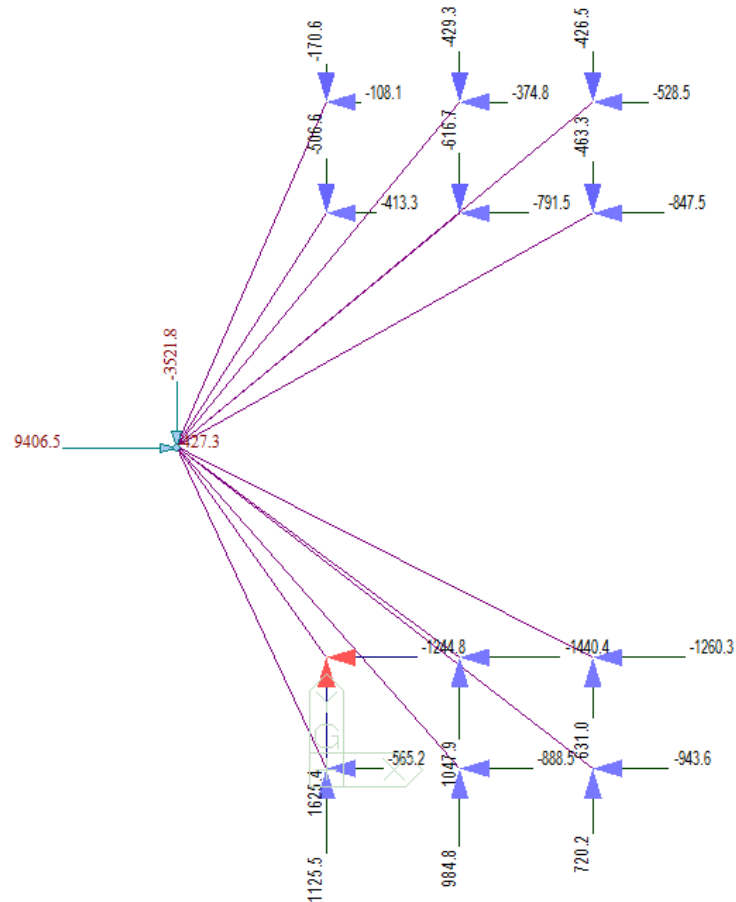
$$CC53: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5(Qn(ii)+0.6Qv(X-b))$$

$$My=7269.68kgm$$

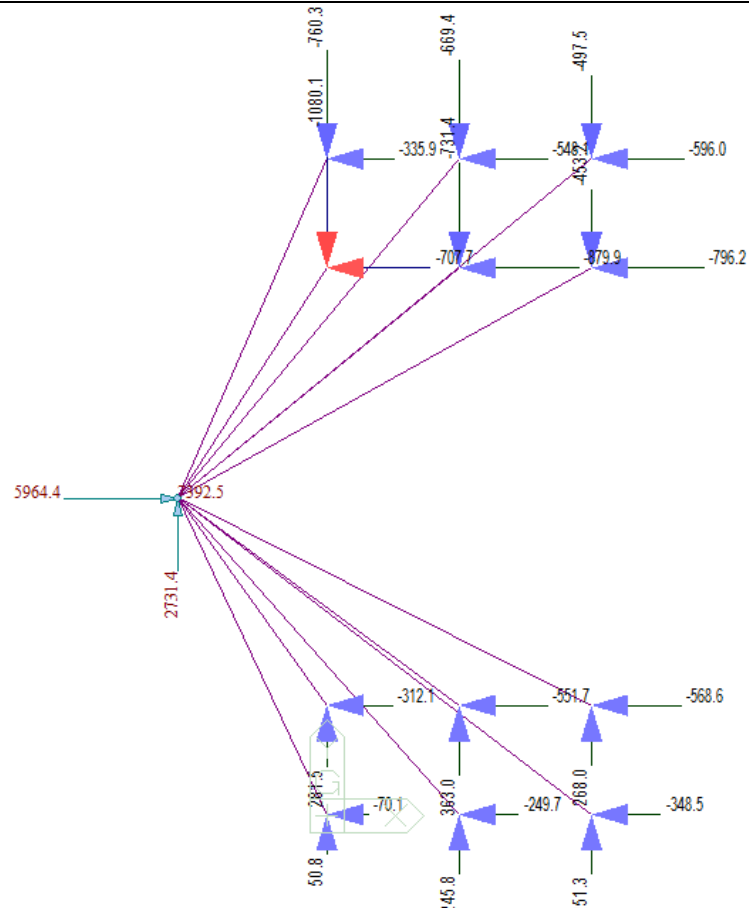
$$T=859.26kg$$

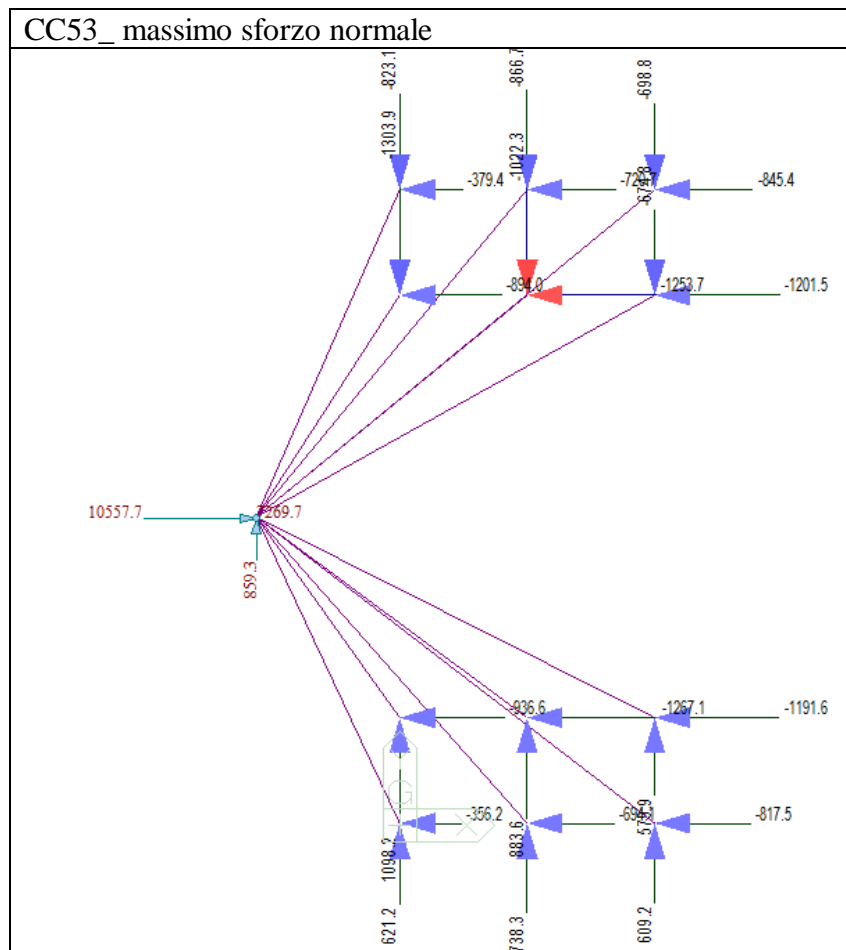
$$N=-10557.7kg$$

CC47_ Massimo sforzo tagliante



CC52_ massimo momento flettente





Il collegamento verrà realizzato tramite due piastre di spessore 8mm collegate all'arco di legno mediante 12 bulloni M16 con rondelle 68x16x6 tipo ULS della Rothoblass.

Rottura lato legno:

La resistenza a rifollamento del legno per bulloni e spinotti inseriti **ortogonalmente** alla fibratura vale:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{K_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.64)$$

con α = angolo fra la retta di azione dello sforzo e la direzione della fibratura e

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot p_k \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.65)$$

che è la resistenza a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$

e

$$K_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 \cdot d & \text{per legno di conifere} \\ 1,30 + 0,015 \cdot d & \text{per LVL} \\ 0,90 + 0,015 \cdot d & \text{per legno di latifoglie} \end{cases} \quad (3.66)$$

d è il diametro del mezzo di unione espresso in mm

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)r_k = 0,082(1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 410 = 28,24 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per } \alpha = 0$$

$$K_{90} = 1,59$$

$$f_{h,\alpha,k} = 22,706 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per } \alpha \approx 40^\circ$$

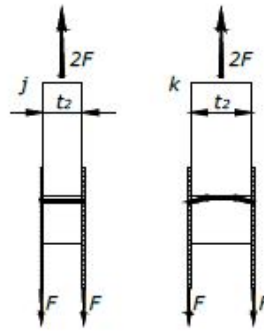
$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{y,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 800 \cdot 16^{2,6} = 324282,3 \text{ Nmm}$$

$$t_2 = 160 \text{ mm} \quad \text{spessore legno}$$

acciaio-legno-acciaio in piastra sottile ($t_s \leq 0,5 d$)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t_2 \cdot d & (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases} \quad (3.76)$$

modo "k" per $t > 5,5d$ (bulloni cl. 4.6, GL24h)
 $t > 8d$ (bulloni cl. 8.8, GL24h)



a) - schiacciamento del legno sotto la rondella (o sotto la piastra)

Si considera che le tensioni massime di compressione ortogonale alla fibratura possano raggiungere al massimo $3,0 f_{c,90,k}$, pertanto per rondella di diametro esterno D e interno d si ha:

$$F_{ax,Rk-rondella} = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \cdot 3,0 \cdot f_{c,90,k}$$

$$D_{eq} = \min \left\{ \frac{12 \cdot t}{4 \cdot d} \right\}$$

$$D_{eq} = \min(12 \cdot 8; 4 \cdot 16) = \min(96; 64) = 64 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Rk-rondella} = \frac{\pi}{4} (64^2 - 16^2) \cdot 3 \cdot 3,0 = 27143,36 \text{ N}$$

$$F_{t,Rk-bullone} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{t,b} = 0,9 \cdot 157 \cdot 800 = 113040 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rk} = \min(27143,36; 113040) = 27788,01 \text{ N}$$

$$\text{Effetto fune } 0,25 \cdot \text{Johansen} = 0,25 \cdot (2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d)^{0,5} = 3837,46 \text{ N}$$

$$F_{ax,min} = \begin{cases} 0,25 \text{ Johansen} \\ \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} = \begin{cases} 3837,46 \text{ N} \\ 6785,84 \text{ N} \end{cases} = 3837,46 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk}$$

$$= \min(0,5 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t_2 \cdot d; 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot d} + F_{ax,min}) = \min(29063,34; 21489,80) = 21489,80 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_m = 0,9 \cdot 21489,80 / 1,5 = 12893,88 \text{ N}$$

Capacità portante resistente della singola sezione resistente del singolo mezzo di unione.

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right\} \quad \text{con } a_1 = \text{spaziatura lungo la fibratura}$$

$$n_{ef} = \min(3; n^{0,9} (a_1 / 13d)^{0,25}) = \min(4; 2,343) = 2,343$$

$$R_d = n_{tot} \cdot \frac{n_{ef}}{n} \cdot s_r \cdot F_{v,Rd} = 12 \cdot 2,343 / 3 \cdot 2 \cdot F_{v,Rd} = 241636,35 \text{ N}$$

Determinando la sollecitazione composta $(N^2 + T^2)^{0,5}$, in ogni bullone e facendone la somma si ottiene:

bullone	cc47	cc52	cc53
1	201.97	831.19	906.33
2	569.89	865.16	1127.20
3	679.13	776.35	1096.82
4	653.80	1291.30	1580.95
5	1003.39	1144.19	1617.67
6	965.87	916.15	1378.03
7	2046.99	420.30	1443.35
8	1781.25	660.41	1544.76
9	1409.44	628.59	1325.21
10	1259.44	86.57	716.08

11	1326.37	350.38	1013.34
12	1187.04	429.66	1019.52
somma	13084.58	8400.257	14769.27

Dove la sollecitazione totale è inferiore a R_d .

Rottura lato acciaio:

Bulloni M16 cl.8.8

$F_{v,Rd}=6029\text{kg}\cdot 2$ (sezione del bullone)

$F_{v,Rd,tot}=n\cdot F_{v,Rd}=12\cdot 6029\cdot 2=72348\text{kg}\cdot 2$

Verifica rifollamento del piatto:

Classe bullone diametro d f_{yb} f_{ub} N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ $F_{t,Sd}$ kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$

Rifollamento

Acciaio f_u N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e_1 e_2

passo p_1 p_2

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN

Maggiore della sollecitazione su ogni bullone.

Collegamento cerniera di base

Il collegamento verrà realizzato tramite piastre di spessore 12mm. Una piastra sarà collegata alla trave in legno mediante 12 spinotti f16 l=160mm tipo STA della Rothoblass e 4 bulloni M16 con rondelle 68x16x6 tipo ULS della Rothoblass.

CC53: $1.3G_k+1.3G_{kn}+1.5(Q_n(ii)+0.6Q_v(X-b))$

$N_d=16464.8\text{kgm}=161464\text{N}$

$T_d=3974.95\text{kg}=38980.9\text{N}$

$V=\sqrt{N_d^2+T_d^2}=16937.82\text{kg}=166102.78\text{N}$

Rottura lato legno:

cap.8.5.1.1 (2) EC5

La resistenza a rifollamento del legno per bulloni e spinotti inseriti **ortogonalmente** alla fibratura vale:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{K_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.64)$$

con α = angolo fra la retta di azione dello sforzo e la direzione della fibratura e

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.65)$$

che è la resistenza a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$

e

$$K_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015 \cdot d & \text{per legni di conifere} \\ 1,30 + 0,015 \cdot d & \text{per LVL} \\ 0,90 + 0,015 \cdot d & \text{per legni di latifoglie} \end{cases} \quad (3.66)$$

d è il diametro del mezzo di unione espresso in mm

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno espressa in kg/mc

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k = 0,082(1 - 0,01 \cdot 16) \cdot 410 = 28,24 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per } \alpha = 0$$

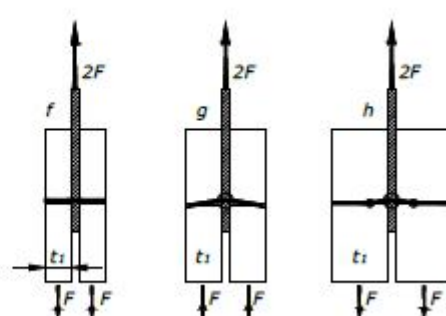
$$K_{90} = 1,59$$

$$f_{h,\alpha,k} = 27,995 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per } \alpha = 7^\circ$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{y,k} \cdot d^{2,6} = 0,3 \cdot 800 \cdot 16^{2,6} = 324282,3 \text{ Nmm}$$

$$t_1 = 74 \text{ mm} \quad \text{spessore legno}$$

legno-acciaio-legno in piastra grossa o sottile
(t_s qualsiasi)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (f) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] & (g) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k}} \cdot d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (h) \end{cases}$$


a) - schiacciamento del legno sotto la rondella (o sotto la piastra)

Si considera che le tensioni massime di compressione ortogonale alla fibratura possano raggiungere al massimo $3,0 f_{c,90,k}$, pertanto per rondella di diametro esterno D e interno d si ha:

$$F_{ax,Rk-rondella} = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2) \cdot 3,0 \cdot f_{c,90,k}$$

$$D_{eq} = \min \left\{ \frac{12 \cdot t}{4 \cdot d} \right\}$$

$$D_{eq} = \min(12 \cdot 12; 4 \cdot 16) = \min(144; 64) = 64 \text{ mm}$$

$$F_{ax,Rk-rondella} = \frac{\pi}{4} (68^2 - 16^2) \cdot 3 \cdot 2,7 = 27143,36 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 33146,65 \text{ N} \\ 26349,92 \text{ N} \\ 34505,85 \text{ N} \end{cases}$$

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_m = 0,9 \cdot 26349,92 / 1,5 = 15809,95 \text{ N}$$

Capacità portante resistente della singola sezione resistente del singolo mezzo di unione.

in orizzontale

$$n_{ef} = \min \left\{ n, \frac{n}{n^{0.9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}} \right\} \quad \text{con } a_1 = \text{spaziatura lungo la fibratura}$$

$$n_{ef} = \min(4; n^{0.9} (a_1/13d)^{0.25}) = \min(4; 2.97) = 2.97$$

$$R_d = n_{tot} \cdot \frac{n_{ef}}{n} \cdot s_r \cdot F_{v,Rd} = 16 \cdot 2.97/4 \cdot F_{v,Rd} = 187791.89 \text{ N} > V$$

in verticale

$$n_{ef} = \min(2; n^{0.9} (a_1/13d)^{0.25}) = \min(2; 1.62) = 1.62$$

$$R_d = n_{tot} \cdot \frac{n_{ef}}{n} \cdot s_r \cdot F_{v,Rd} = 16 \cdot 1.62/2 \cdot F_{v,Rd} = 205696.54 \text{ N} > V$$

Rottura lato acciaio:

Spinotti f16 in acciaio S355 lisci

$$T_R = A_v f_{yk} / ((3)^{0.5} \cdot g_m) = 128.02 \cdot 355 / (1.05 \cdot (3)^{0.5}) = 2499.0 \text{ kg}$$

$$T_{R,tot} = n \cdot T_R = 12 \cdot 2499.0 = 29988 \text{ kg}$$

Bulloni M16 cl.8.8

$$F_{v,Rd} = 6029 \text{ kg}$$

$$F_{v,Rd,tot} = n \cdot F_{v,Rd} = 2 \cdot 6029 = 12058 \text{ kg}$$

$$\text{Resistenza totale } V_R = T_{R,tot} + F_{v,Rd,tot} = 42046 \text{ kg} > V$$

Verifica rifollamento del piatto:

Classe bullone	8.8	di diametro d	16	f_{yb}	640	f_{ub}	800	N/mm ²
<input checked="" type="radio"/> Sezione filettata <input type="radio"/> Sezione lorde								
Area		157.0 mm ²						
Resistenza a taglio (per piano di taglio)		$F_{v,Rd}$		60.29		kN		
Resistenza a trazione		$F_{t,Rd}$		90.43		kN		
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5) $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0}{60.29} + \frac{0}{1.4 \cdot 90.43} = 0 + 0 = 0$								
OK								
Rifollamento								
Acciaio	S235 (Fe360)	f_u	360	N/mm ²				
spessore t	12	mm						
di diametro foro d _o	17	mm						
distanze bordo e ₁	50	e ₂	50					
passo p ₁	120	p ₂	110					
α	0.980	Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$		135.5		kN		
Osservazioni								

La piastra sopra verificata sarà collegata a due piastre sempre di spessore 15mm tramite un bullone/perno M52 cl.8.8 che funge da cerniera, tali piastre saranno saldate alla piastra di base.

Classe bullone 8.8 diametro d 52 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area 1760.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 675.8 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 1,014 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 0 $F_{t,Sd}$ 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$ OK

Rifollamento

Acciaio S235 (Fe360) f_u 360 N/mm²

spessore t 15 mm

diametro foro d_o 55 mm

distanze bordo e_1 68 e_2 176

passo p_1 122 p_2 176

α 0.412

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ 231.4 kN Osservazioni

La piastra di base di dimensioni 480x900x15mm sarà collegata alla fondazione esistente mediante n.4 tirafondi f24 S355 con bolzone finale.

CC10: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5Qv(Y+)

$$T_x = 11005.0 \text{ kg} < V_R$$

$$T_y = 227.07 \text{ kg} < V_R$$

$$V_{tot} = \sqrt{T_x^2 + T_y^2} = 11007.34 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{V_{tot}}{4} = 2751.83 \text{ kg}$$

$$V_R = \frac{0.6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 13560 \text{ kg} > V_s$$

Verifica rifollamento del piatto:

Classe bullone 8.8 diametro d 24 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area 353.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 135.6 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 203.3 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 0 $F_{t,Sd}$ 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$ OK

Rifollamento

Acciaio S235 (Fe360) f_u 360 N/mm²

spessore t 15 mm

diametro foro d_o 26 mm

distanze bordo e_1 60 e_2 60

passo p_1 780 p_2 360

α 0.769

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ 199.4 kN Osservazioni

Collegamenti graticcio travi e pilastri in corrispondenza dei timpani della copertura.

Collegamento travi-pilastri

CC48: $1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5(Q_{n(ii)} + 0.6Q_v(Y+))$

Trazione:

$N_d = 724.77 \text{ kg}$

CC3: $1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5Q_{n(i)}$

Taglio: $V_{tot} = 40.94 \text{ kg}$

Trave in LL 16x16 collegata al pilastro 20x32 mediante piastra a scomparsa tipo AluMIDI con fori della Rothoblass di altezza $h = 120 \text{ mm}$, collegata al pilastro mediante 22 viti F5x60 tipo LBS della Rothoblass e alla trave secondaria mediante 3 spinotti F12x120 tipo STA della Rothoblass.

$k_{mod} = 0.9$ neve

$g_m = 1.45$

$V_{R,d} = 25.80 \text{ kN} \cdot k_{mod} / g_m = 16.01 \text{ kN} = 1601 \text{ kg} \gg V_{tot}$

$N_{R,d} = 3.54 \cdot n \cdot \text{viti} \cdot k_{mod} / g_m = 3.54 \cdot 22 \cdot k_{mod} / g_m = 48.34 = 4834 \text{ kg} \gg N_{tot}$

Collegamento travi-arco 16x76

Collegamento eseguito mediante n.2 piastre 500x120x4mm e 2+2 bulloni M12 cl.8.8

CC1: $1.3G_k + 1.3G_{kn} + 1.5(Q_{n(i)})$

Trazione: $N_d = 177.61 \text{ kg}$

Taglio-x: $V_{tot} = 200.48 \text{ kg}$

$T_{max} = \sqrt{(N_d^2 + V_{tot}^2)} = 267.83 \text{ kg}$

Lato acciaio

$V_{R,d} = 32.37 \text{ kN} \cdot n \cdot \text{barre} = 129.48 \text{ kN} \gg T_{max}$

$k_{mod} = 0.9$ neve

$g_m = 1.45$

$V_{R,d} = 2 \cdot 20 \text{ kN} \cdot k_{mod} / g_m = 2 \cdot 12.41 \text{ kN} = 24.83 \text{ kN} = 2483 \text{ kg} \gg T_{max}$

Rifollamento

Acciaio f_u N/mm^2

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e_1 e_2

passo p_1 p_2

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN

Collegamento pilastro-arco 16x76

Collegamento eseguito mediante n.2 piastre 500x120x4mm e 2+2 bulloni M12 cl.8.8

Sollecitazioni massime

$V_{max} = 1139.38 \text{ kg}$ (fori piano)

$N = 554.38 \text{ kg}$ (a trazione)

Il collegamento è uguale al “collegamento travi-arco 16x76” pertanto le resistenze sopra riportate sono valide anche per tale collegamento.

Collegamento pilastro - fondazione

Collegamento eseguito mediante portapilastro tipo R10 200x200x8 della rothoblass fissato al pilastro mediante 4 viti HBS PLATE EVO f8x100 e alla fondazione mediante ancoranti f10 tipo SKR della Rothoblass L=160mm.

$$R_{l,cd_legno}=k_{mod} \cdot R_{l,ck}/1.45=0.9 \cdot 222.8/1.45=138.28\text{kN} \quad \text{resistenza a compressione legno}$$

$$R_{l,cd_acc}=R_{l,ck}/1.05=108.6/1.05=103.43\text{kN} \quad \text{resistenza a compressione acciaio}$$

$$N_s=416.68\text{kg} \quad (\text{trazione})$$

Ancoranti SKR

$$N_{rac}=6.64\text{kN} \cdot n_{ancoranti}=6.64 \cdot 4=26.56\text{kN}$$


$$V_{rac}=6.65\text{kN} \cdot n_{ancoranti}=6.65 \cdot 4=26.6\text{kN}$$

Verifiche di resistenza fondazioni:

Le fondazioni superficiali avranno dimensioni 100x50cm. Il calcolo e la verifica è stata eseguita attraverso il software Midas Gen ver.2.1 attraverso un unico modello comprendente sovrastruttura e fondazioni.

Verifiche statiche considerando $k=1\text{kg}/\text{cmc}$

MEMB	SE	Section	fck	PO	CHK	AsTop	AsBot	N(-)	LC	x/d	N(-)	Rat-N	P(+)	LC	x/d	P(+)	Rat-P	V_Ed	T_Ed	LC	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
SECT	L	Bc	Hc	fyk	S			M_Ed	B		M_Rd		M_Ed	B		M_Rd				B					
Span		bf	hf	fyw																					
1		50x100	254.929	I	OK	12.060	12.060	554555	58	0.12	2040055	0.27	226021	10	0.12	2040055	0.11	8096.45	0.00000	61	17057.6	7837.74	0.47	1.03	0.47
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	554555	58	0.12	2040055	0.27	226021	10	0.12	2040055	0.11	1552.56	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.09	0.20	0.09
2096.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	435197	60	0.12	2040055	0.21	197388	12	0.12	2040055	0.10	7873.88	0.00000	61	17057.6	7837.74	0.46	1.00	0.46
9		50x100	254.929	I	OK	12.060	12.060	56183.1	74	0.12	2040055	0.03	47617.7	66	0.12	2040055	0.02	8811.42	0.00000	60	17057.6	7837.74	0.52	1.12	0.52
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	521073	58	0.12	2040055	0.26	1154195	58	0.12	2040055	0.57	6055.01	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.35	0.77	0.35
3626.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	56416.1	75	0.12	2040055	0.03	47664.3	67	0.12	2040055	0.02	8386.95	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.49	1.07	0.49
10		50x100	254.929	I	OK	12.060	12.060	69898.0	46	0.12	2040055	0.03	61907.3	10	0.12	2040055	0.03	8833.97	0.00000	60	17057.6	7837.74	0.52	1.13	0.52
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	616080	58	0.12	2040055	0.30	1370127	58	0.12	2040055	0.67	6914.53	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.41	0.88	0.41
3626.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	69825.1	46	0.12	2040055	0.03	61827.5	10	0.12	2040055	0.03	8302.02	0.00000	57	17057.6	7837.74	0.49	1.06	0.49
79		50x100	254.929	I	OK	12.060	12.060	553308	58	0.12	2040055	0.27	227318	10	0.12	2040055	0.11	7604.18	0.00000	57	17057.6	7837.74	0.45	0.97	0.45
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	553308	58	0.12	2040055	0.27	227318	10	0.12	2040055	0.11	1540.94	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.09	0.20	0.09
2096.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	400567	57	0.12	2040055	0.20	143159	27	0.12	2040055	0.07	7381.07	0.00000	57	17057.6	7837.74	0.43	0.94	0.43

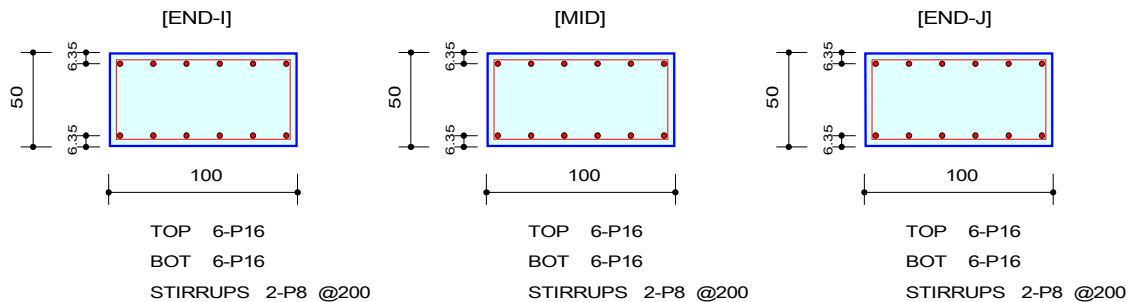
	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...CERNIERE_fondazione76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 1

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kgf, cm
Material Data	fck = 254.929, fyk = 4588.72, fyw = 4588.72 kgf/cm ²		
Section Property	50x100 (No : 5)	Beam Span	2096 cm

2. Section Diagram




3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	58	58	60
Moment (M _{Ed})	554555.21	554555.21	435196.51
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2718	0.2718	0.2133
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	10	10	12
Moment (M _{Ed})	226020.66	226020.66	197387.70
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1108	0.1108	0.0968
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	61	58	61
Factored Shear Force (V _{Ed})	8096.45	1552.56	7873.88
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.4747	0.0910	0.4616
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.0330	0.1981	1.0046
Check Ratio	0.4747	0.0910	0.4616

	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...CERNIERE_fondazione76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 9

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

kgf, cm

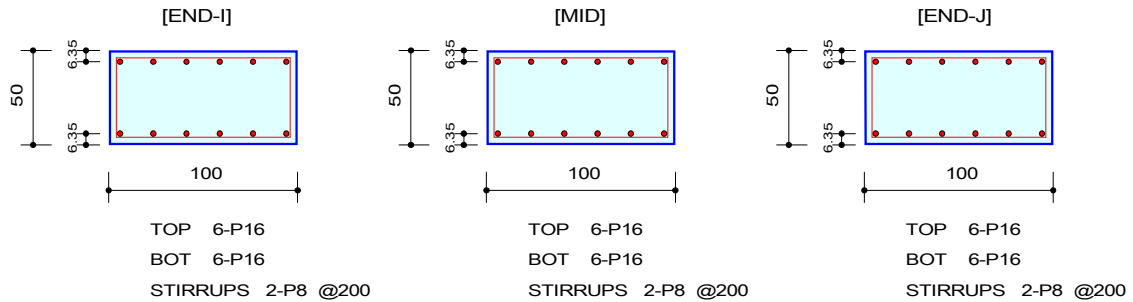
Material Data $f_{ck} = 254.929$, $f_{yk} = 4588.72$, $f_{yw} = 4588.72 \text{ kgf/cm}^2$

Section Property 50x100 (No : 5)

Beam Span

3626 cm

2. Section Diagram




3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	74	58	75
Moment (M _{Ed})	56183.08	521072.57	56416.09
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0275	0.2554	0.0277
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	66	58	67
Moment (M _{Ed})	47617.67	1154195.31	47664.31
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0233	0.5658	0.0234
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	60	58	58
Factored Shear Force (V _{Ed})	8811.42	6055.01	8386.95
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.5166	0.3550	0.4917
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.1242	0.7725	1.0701
Check Ratio	0.5166	0.3550	0.4917

	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...CERNIERE_fondazione76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 10

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

kgf, cm

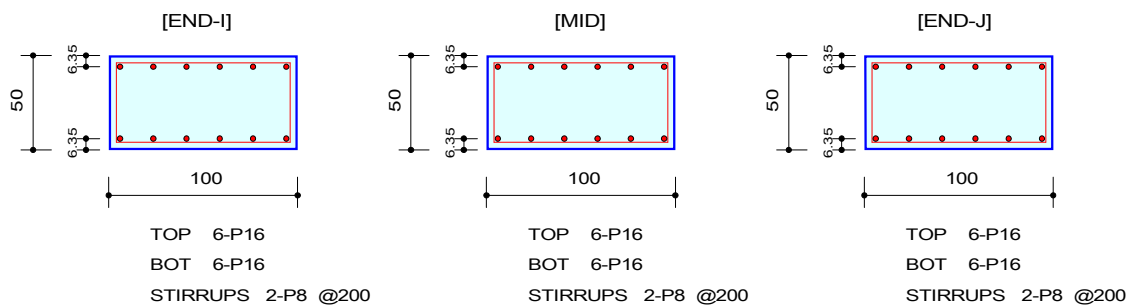
Material Data $f_{ck} = 254.929$, $f_{yk} = 4588.72$, $f_{yw} = 4588.72 \text{ kgf/cm}^2$

Section Property 50x100 (No : 5)

Beam Span

3626 cm

2. Section Diagram




3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	46	58	46
Moment (M _{Ed})	69897.96	616079.86	69825.09
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0343	0.3020	0.0342
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	10	58	10
Moment (M _{Ed})	61907.26	1370126.47	61827.52
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0303	0.6716	0.0303
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	60	58	57
Factored Shear Force (V _{Ed})	8833.97	6914.53	8302.02
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.5179	0.4054	0.4867
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.1271	0.8822	1.0592
Check Ratio	0.5179	0.4054	0.4867

	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...CERNIERE_fondazione76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 79

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

kgf, cm

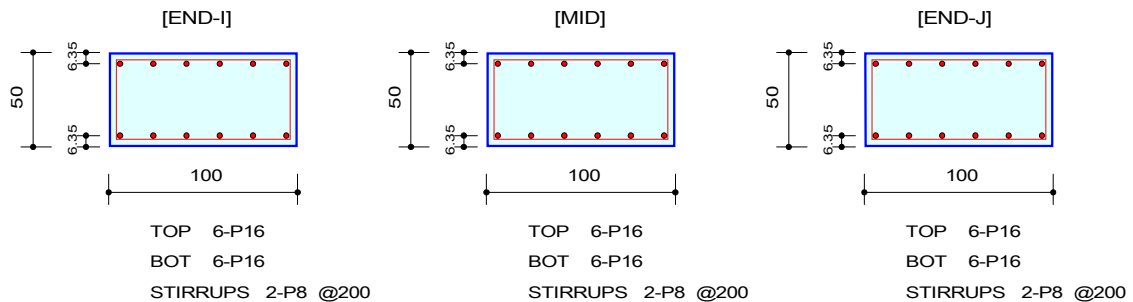
Material Data $f_{ck} = 254.929$, $f_{yk} = 4588.72$, $f_{yw} = 4588.72 \text{ kgf/cm}^2$

Section Property 50x100 (No : 5)

Beam Span

2096 cm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity


	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	58	58	57
Moment (M _{Ed})	553307.87	553307.87	400566.87
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2712	0.2712	0.1964
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	10	10	27
Moment (M _{Ed})	227318.00	227318.00	143158.73
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1114	0.1114	0.0702
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	57	58	57
Factored Shear Force (V _{Ed})	7604.18	1540.94	7381.07
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.4458	0.0903	0.4327
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.9702	0.1966	0.9417
Check Ratio	0.4458	0.0903	0.4327

Verifiche sismiche considerando $k=3\text{kg}/\text{cmc}$

MEMB	SE	Section		fck	PO	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LC	B	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LC	B	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	T_Ed	LC	B	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
SECT		Bc	Hc	fyk																									
Span		bf	hf	fyw																									
1	□	50x100		254.929	I	OK	12.060	12.060	247027	58	0.12	2040055	0.12	107263	10	0.12	2040055	0.05	8242.44	0.00000	61	17057.6	7837.74	0.48	1.05	0.48			
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	12.060	247027	58	0.12	2040055	0.12	112775	58	0.12	2040055	0.06	1290.71	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.08	0.16	0.08			
2096.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	12.060	187126	60	0.12	2040055	0.09	95736.6	12	0.12	2040055	0.05	8091.10	0.00000	61	17057.6	7837.74	0.47	1.03	0.47			
9	□	50x100		254.929	I	OK	12.060	12.060	77487.6	74	0.12	2040055	0.04	66940.7	66	0.12	2040055	0.03	9322.61	0.00000	60	17057.6	7837.74	0.55	1.19	0.55			
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	12.060	503359	58	0.12	2040055	0.25	1084445	58	0.12	2040055	0.53	5662.59	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.33	0.72	0.33			
3626.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	12.060	103473	48	0.12	2040055	0.05	71500.1	12	0.12	2040055	0.04	9027.59	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.53	1.15	0.53			
10	□	50x100		254.929	I	OK	12.060	12.060	77473.8	75	0.12	2040055	0.04	66926.9	67	0.12	2040055	0.03	9331.27	0.00000	60	17057.6	7837.74	0.55	1.19	0.55			
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	12.060	589744	58	0.12	2040055	0.29	1269128	58	0.12	2040055	0.62	6586.69	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.39	0.84	0.39			
3626.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	12.060	105773	48	0.12	2040055	0.05	71503.0	12	0.12	2040055	0.04	8739.37	0.00000	57	17057.6	7837.74	0.51	1.12	0.51			
79	□	50x100		254.929	I	OK	12.060	12.060	246196	58	0.12	2040055	0.12	108108	10	0.12	2040055	0.05	7785.23	0.00000	57	17057.6	7837.74	0.46	0.99	0.46			
5		100.0	50.00	4588.72	M	OK	12.060	12.060	246196	58	0.12	2040055	0.12	113322	58	0.12	2040055	0.06	1278.77	0.00000	58	17057.6	7837.74	0.07	0.16	0.07			
2096.0		0.000	0.000	4588.72	J	OK	12.060	12.060	172773	57	0.12	2040055	0.08	74105.7	27	0.12	2040055	0.04	7633.28	0.00000	57	17057.6	7837.74	0.45	0.97	0.45			

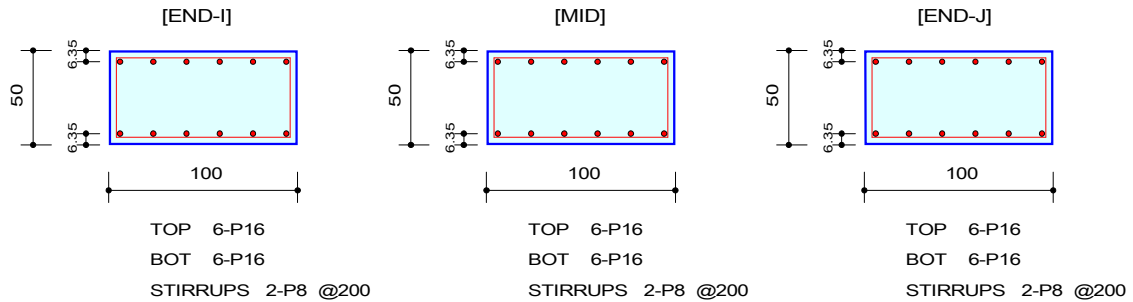
	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...E_fondazioneSismica76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 1

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kgf, cm
Material Data	fck = 254.929, fyk = 4588.72, fyw = 4588.72 kgf/cm ²		
Section Property	50x100 (No : 5)	Beam Span	2096 cm

2. Section Diagram




3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	58	58	60
Moment (M _{Ed})	247026.95	247026.95	187125.75
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1211	0.1211	0.0917
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	10	58	12
Moment (M _{Ed})	107263.27	112774.49	95736.58
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0526	0.0553	0.0469
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	61	58	61
Factored Shear Force (V _{Ed})	8242.44	1290.71	8091.10
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.4832	0.0757	0.4743
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.0516	0.1647	1.0323
Check Ratio	0.4832	0.0757	0.4743

	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...E_fondazioneSismica76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 9

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

kgf, cm

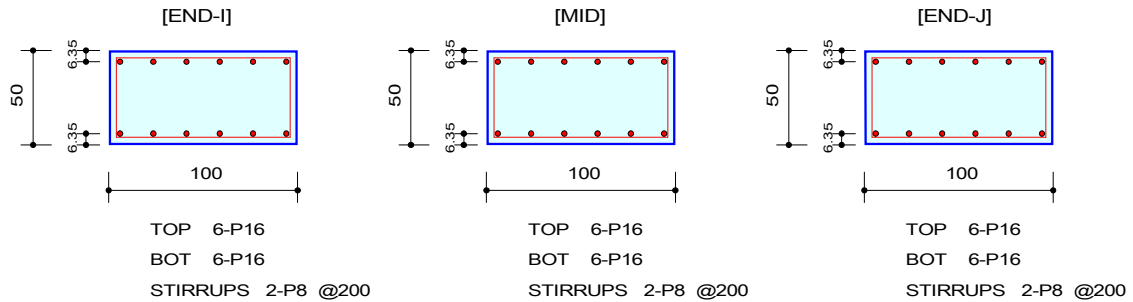
Material Data $f_{ck} = 254.929$, $f_{yk} = 4588.72$, $f_{yw} = 4588.72 \text{ kgf/cm}^2$

Section Property 50x100 (No : 5)

Beam Span

3626 cm

2. Section Diagram




3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	74	58	48
Moment (M _{Ed})	77487.56	503358.48	103472.88
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0380	0.2467	0.0507
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	66	58	12
Moment (M _{Ed})	66940.73	1084445.00	71500.15
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0328	0.5316	0.0350
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	60	58	58
Factored Shear Force (V _{Ed})	9322.61	5662.59	9027.59
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.5465	0.3320	0.5292
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.1895	0.7225	1.1518
Check Ratio	0.5465	0.3320	0.5292

	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...E_fondazioneSismica76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 10

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

kgf, cm

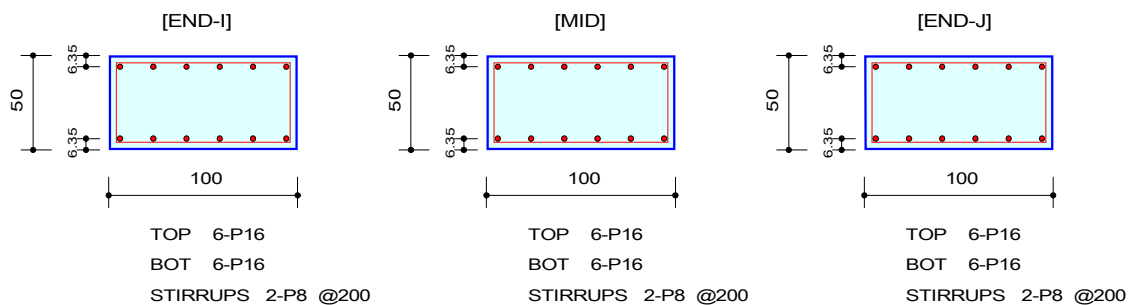
Material Data $f_{ck} = 254.929$, $f_{yk} = 4588.72$, $f_{yw} = 4588.72 \text{ kgf/cm}^2$

Section Property 50x100 (No : 5)

Beam Span

3626 cm

2. Section Diagram




3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	75	58	48
Moment (M _{Ed})	77473.84	589743.73	105772.60
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0380	0.2891	0.0518
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	67	58	12
Moment (M _{Ed})	66926.85	1269128.00	71502.99
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0328	0.6221	0.0350
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	60	58	57
Factored Shear Force (V _{Ed})	9331.27	6586.69	8739.37
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.5470	0.3861	0.5123
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	1.1906	0.8404	1.1150
Check Ratio	0.5470	0.3861	0.5123

	Company		Project Title	
	Author	utente	File Name	C:\...E_fondazioneSismica76x16.mgb

1. Design Information

Member Number 79

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

kgf, cm

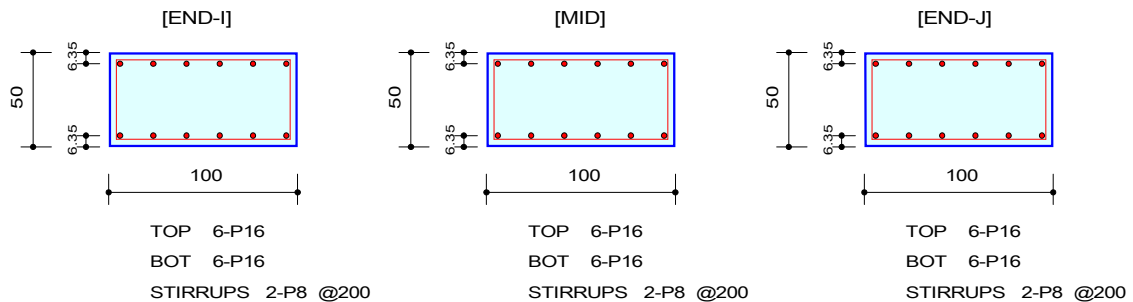
Material Data $f_{ck} = 254.929$, $f_{yk} = 4588.72$, $f_{yw} = 4588.72 \text{ kgf/cm}^2$

Section Property 50x100 (No : 5)

Beam Span

2096 cm

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	58	58	57
Moment (M _{Ed})	246195.84	246195.84	172773.40
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1207	0.1207	0.0847
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
(+) Load Combination No.	10	58	27
Moment (M _{Ed})	108107.80	113322.18	74105.66
Factored Strength (M _{Rd})	2040054.74	2040054.74	2040054.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0530	0.0555	0.0363
Neutral Axis (x/d)	0.1240	0.1240	0.1240
Using Rebar Top (As _{top})	12.0600	12.0600	12.0600
Using Rebar Bot (As _{bot})	12.0600	12.0600	12.0600

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	57	58	57
Factored Shear Force (V _{Ed})	7785.23	1278.77	7633.28
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	17057.64	17057.64	17057.64
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	7837.74	7837.74	7837.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	141877.58	141877.58	141877.58
Using Shear Reinf. (Asw)	5.0000	5.0000	5.0000
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
Shear Ratio by Conc	0.4564	0.0750	0.4475
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.9933	0.1632	0.9739
Check Ratio	0.4564	0.0750	0.4475

Schermatura in pannelli fonoassorbenti

Altezza $h=3.00\text{m}$

Peso proprio pannello $q=9\text{kg/mq}$

Peso piedritto in HEA 140

Vento:

Vento zona Emilia Romagna

Classe di rugosità D

Categoria di esposizione del sito II

$k_r=0.19$

$z_0=0.05\text{m}$

$z_{\min}=4\text{m}$

$z_a=3.00 \rightarrow ce(z_a)=1.8$

$q_r=39.06\text{kg/mq}$

$c_d=1$

Punto G.5 CNR DT 207-2008

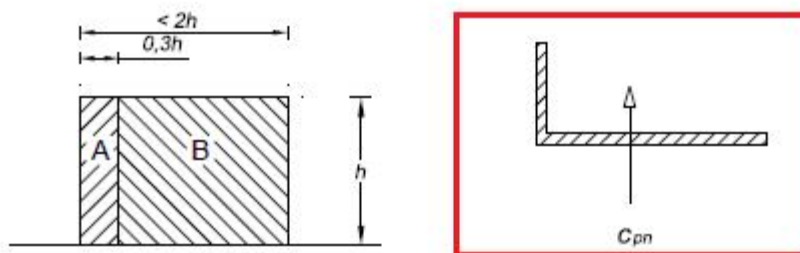


Figura G.22 – Muri e parapetti senza e con chiusura laterale.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Tabella G.XI – Fattore di schermatura per muri e parapetti.

Rapporto di spaziatura x/h	$\varphi = 1,0$	$\varphi = 0,8$
$0 \leq x/h \leq 5$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,05$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,15$
$5 \leq x/h \leq 10$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,25$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,05$
$10 \leq x/h \leq 15$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,40$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,40$
$15 \leq x/h \leq 20$		

Parete parallela alla copertura piastra polivalente

$c_{pa}=2.1*0.3=0.63$

$c_{pb}=1.8*0.3=0.54$

$$q_a = 39.06 * 1.8 * 0.63 = 44.29 \text{ kg/mq}$$

$$q_b = 39.06 * 1.8 * 0.54 = 37.97 \text{ kg/mq}$$

Parete ortogonale alla copertura piastra polivalente

$$c_{pa} = 2.1$$

$$c_{pb} = 1.8$$

$$q_a = 39.06 * 1.8 * 2.1 = 147.65 \text{ kg/mq}$$

$$q_b = 39.06 * 1.8 * 1.80 = 126.55 \text{ kg/mq}$$

X-Parete parallela alla copertura piastra polivalente

Piedritti posti ad interasse di 2.5m

Vento medio tra zona A e B

$$44.29 - 37.97 = 6.32 \text{ kg/mq}$$

$$\text{Zona A è circa } 1/2.8 \text{ della luce totale} \rightarrow 37.97 + 6.32 / 2.8 = 40.23 \text{ kg/mq}$$

Sollecitazioni piedritto centrale

$$q = 40.23 * 2.5 / 2 + 37.97 * 2.5 / 2 = 97.75 \text{ kg/ml}$$

Si veda verifica piedritto vento Y

Sollecitazione piedritti d'angolo tra le due pareti

$$q_x = 37.97 * 2.5 / 2 = 47.46 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = 126.5 * 2 / 2 = 126.5 \text{ kg/ml}$$

Y-Parete ortogonale alla copertura piastra polivalente

Piedritti posti ad interasse di 2.0m

Vento medio tra zona A e B

$$147.65 - 126.55 = 21.10 \text{ kg/mq}$$

$$\text{Zona A è circa } 1/2 \text{ della luce totale} \rightarrow 137.10 \text{ kg/mq}$$

Sollecitazione piedritto centrale

$$q = (137.10 + 126.55) / 2 = 131.82 \text{ kg/m}$$

$$q_{slu} = 1.5 * 131.82 \text{ kg/m} = 197.73$$

$$M = q * l^2 / 2 = 889.78 \text{ kgm}$$

Profilo HEA 140 acciaio S235

$$W = 155.4 \text{ cmc}$$

$$M_r = 235 * 155400 / 1.05 = 3478 \text{ kgm}$$

Freccia

$$q = 131.82 \text{ kg/m}$$

$$J = 1033 \text{ cm}^4$$

$$F = 0.615 \text{ cm} < h / 300$$

Verifica collegamento alla base:

$$M = 889.78 \text{ kgm}$$

$$N = 1.3 * (24.7 * 3) + 1.5 * (9 * 2 * 3) = 177.33 \text{ kg}$$

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	27
3	28	27
4	28	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.57	3.5	3.5
2	1.57	3.5	23.5
3	1.57	24.5	23.5
4	1.57	24.5	3.5
5	1.57	14	3.5
6	1.57	14	23.5

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N_{Ed} **1.77** kN
M_{xEd} **8.90** kNm
M_{yEd} **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

s235 **C25/30**

ε_{su} % **ε_{c2}** %
f_{yd} N/mm² **ε_{cu}** %
E_s N/mm² **f_{cd}** N/mm²
E_s/E_c **f_{cc}/f_{cd}** **γ**
ε_{syd} % **σ_{c,adm}** N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² **τ_{co}** **τ_{c1}**

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²

Verifica **N° iterazioni:**

Precompresso ☐

ε_s %
d cm
x **x/d**
δ

$$\sigma_{cmax}=2.965\text{N/mm}^2$$

Determinata la posizione dell'asse neutro si passa alla determinazione del momento sulla piastra in corrispondenza del pilastro

$$T=3192.95\text{kg}$$

$$M=1458112.98\text{Nmm}=145.8\text{kgm}$$

Calcolo non considerando la presenza dei piatti di rinforzo

Si ottiene una piastra di spessore s pari a 12mm:

$$s = \sqrt{\frac{M_s \gamma_{m0} 6}{f_{yk} b}} = 11.8\text{mm} = 12\text{mm}$$

Rifollamento

Acciaio **f_u** N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e₁ **e₂**

passo p₁ **p₂**

α

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} kN

Osservazioni

Verifica tirafondi:

$$N_b = (8.90/0.2)/3 - 1.77/6 = 14.83 - 1.77/6 = 14.54\text{kN}$$

A_t= area tirafondo

$$l_{min} = \frac{N}{\pi \phi f_{bd}} = 128.5\text{mm}$$

Dove:

$$f_{bd} = 2.25 f_{ctd} = 2.25\text{N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1\text{N/mm}^2$$

φ diametro tirafondo

Lo spessore della soletta è 150mm quindi non è necessario l'utilizzo di un bolzone.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + AM (8.8) M16

Riempimento spazio con Set di riempimento sismico HIT5 M16 mm

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 100 \text{ mm}$ ($h_{ef,link} = - \text{ mm}$)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 11/0493

Emissione I Valido: 28/07/2017 | -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$

Plastra d'ancoraggio: $l_y \times l_x \times t = 270 \text{ mm} \times 280 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPB/HFA; (L x W x T x FT) = 133 mm x 140 mm x 6 mm x 9 mm

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,calc} = 25.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 150 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

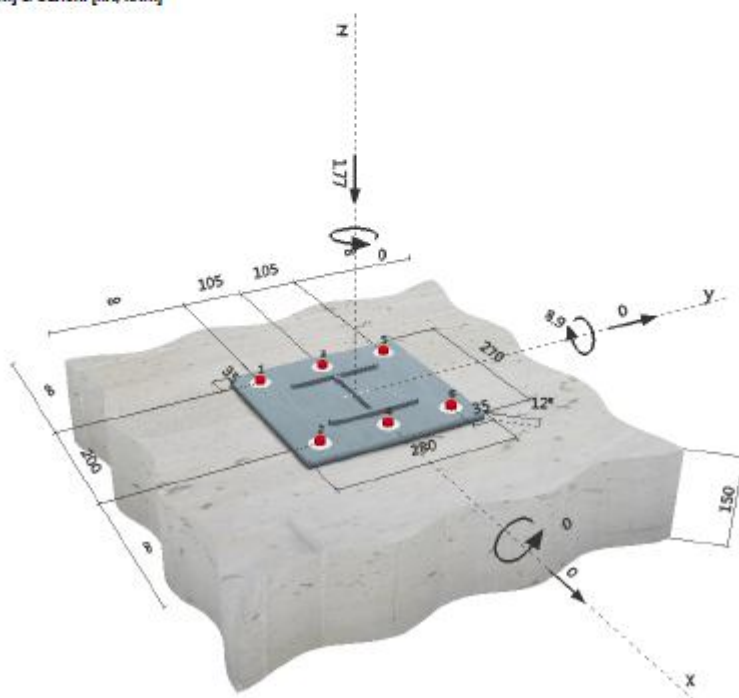
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque α) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\alpha \leftrightarrow 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	13.557	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000	0.000
3	13.557	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000
5	13.557	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000	0.000

Compressione max. nel calcestruzzo:

0.16 [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo:

4.78 [N/mm²]

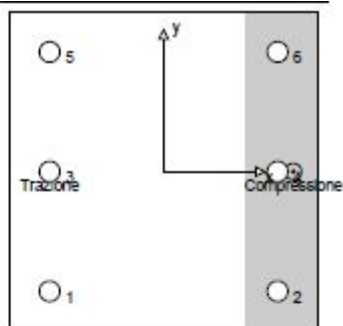
risultante delle forze di trazione nel (x/y): (-100/0):

40.672 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y): (114/0):

42.442 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_s [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	13.557	84.000	17	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	40.672	104.619	39	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	40.672	62.333	66	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
126.000	1.500	84.000	13.557

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,Np}$	$\tau_{Rk,act,2D}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
153,000	90,000	1.700	18.00	300	150	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,act}$ [N/mm ²]	max $\tau_{Rk,act}$ [N/mm ²]	$\psi_{s,Np}^0$	$\psi_{s,Np}$		
1.020	18.36	10.94	1.000	1.000		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{s,Np}$	
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	
$N_{Rk,s}^0$ [kN]	$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}^0$ [kN]	$N_{Rd,s}$ [kN]		
92.311	156.928	1.500	104.619	40.672		

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{s,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\psi_{A,N}$	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
153,000	90,000	1.700	150	300		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N}$	
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000	
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,c}^0$ [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]		
11.000	55.000	1.500	62.333	40.672		

4 Carico di taglio SOFA (fib (07/2011), paragrafo 16.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	=	10.042 [kN]	δ_{Nk}	=	0.080 [mm]
V_{sk}	=	0.000 [kN]	δ_{V}	=	0.000 [mm]
			δ_{NkV}	=	0.080 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	=	10.042 [kN]	δ_{Nk}	=	0.160 [mm]
V_{sk}	=	0.000 [kN]	δ_{V}	=	0.000 [mm]
			δ_{NkV}	=	0.160 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- Le resistenze dell'ancoraggio utilizzato per questo calcolo sono valide SOLO se il set di riempimento sismico sarà installato in cantiere come per IFU quando la rondella sismica è stata selezionata.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (pulire il foro con il getto d'aria almeno 4 volte, spazzolare con lo scovolo almeno 4 volte, pulire nuovamente con il getto d'aria almeno 4 volte)
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo Fib (07/2011) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti SeismicFilling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo a fib (07/2011)!

L'ancoraggio risulta verificato!

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

Il calcestruzzo impiegato è **C25/30** con le seguenti caratteristiche:

- resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25MPa$;
- resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30MPa$;
- modulo di elasticità normale $E = 30000MPa$;
- peso specifico medio $\gamma = 25kN / m^3$;
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_c = 1.5$

Le armature sono in acciaio **B450C** con le seguenti caratteristiche:

- tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 450MPa$;
- tensione di rottura caratteristica $f_{tk} = 540MPa$;
- modulo di elasticità normale $E = 200000MPa$;
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$;

Il legno lamellare utilizzato per gli elementi secondari è **GL24h** con le seguenti caratteristiche:

- resistenza a flessione $f_{yk} = 24MPa$;
- resistenza a taglio $f_{tk} = 2.7MPa$;
- modulo di elasticità $E = 12000MPa$;
- modulo di taglio medio $G = 750MPa$;
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.45$;

Il legno lamellare utilizzato per gli elementi principali è **GL28h** con le seguenti caratteristiche:

- resistenza a flessione $f_{yk} = 28MPa$;
- resistenza a taglio $f_{tk} = 3.2MPa$;
- modulo di elasticità $E = 12600MPa$;
- modulo di taglio medio $G = 780MPa$;
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.45$;

L'acciaio da carpenteria impiegato è **S235 JR** con le caratteristiche seguenti:

- modulo di elasticità $E = 210000MPa$
- carico di rottura alla trazione $f_{tk} = 360MPa$
- carico di snervamento alla trazione $f_{tk} = 235MPa$
- peso specifico $\gamma = 7,87kN / m^3$
- coeff. parziale di sicurezza $\gamma_{Mo} = 1.05$; $\gamma_{M2} = 1.25$

4. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Si vedano elaborati grafici S01 – S02 – S03 – S04

5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

5.1. MANUALE D'USO

STRUTTURE IN FONDAZIONE

TRAVI DI FONDAZIONE

Descrizione: Strutture di fondazione diretta di tipo continuo con sviluppo lineare, che trasmettono le sollecitazioni statiche e sismiche della sovrastruttura al terreno.

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso: Le travi di fondazione sono elementi progettati per resistere: a rotture di taglio lungo superfici di scorrimento nel terreno, ad eccessive variazioni di volume del complesso di terreno interessato, ai cedimenti differenziali nei punti di contatto con il terreno.

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

Prestazioni: Tali elementi di fondazione devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

Tempo vita: 50

STRUTTURE DI ELEVAZIONE

TRAVI IN LEGNO

Descrizione: Strutture orizzontali o inclinate, costituite generalmente da elementi in legno massiccio o composti in legno lamellare, che trasferiscono i carichi dei piani della sovrastruttura agli elementi strutturali verticali.

Collocazione: Vedasi le tavole architettoniche e/o strutturali relative al progetto.

Modalità d'uso: Le travi in legno sono elementi strutturali portanti che, una volta avvenuta la connessione tra i componenti dei vari collegamenti, sono progettati per resistere a fenomeni di pressoflessione, taglio e torsione nei confronti dei carichi trasmessi dalle varie parti della struttura e che assumono una configurazione deformata dipendente anche dalle condizioni di vincolo presenti alle loro estremità.

Rappresentazione grafica: Vedi disegni esecutivi allegati.

Prestazioni: Tali elementi strutturali devono sviluppare resistenza e stabilità nei confronti dei carichi e delle sollecitazioni come previsti dal progetto e contrastare l'insorgenza di eventuali deformazioni e cedimenti. Le caratteristiche dei materiali non devono essere inferiori a quanto stabilito nel progetto strutturale.

5.2. MANUALE DI MANUTENZIONE

STRUTTURE IN FONDAZIONE

TRAVI DI FONDAZIONE

Cedimenti

Descrizione: Dissesti uniformi e/o differenziali con manifestazioni di abbassamento del piano di imposta della fondazione.

Cause: Mutamenti delle condizioni del terreno dovuti a cause quali: variazione della falda freatica, rottura di fognature o condutture idriche in prossimità della fondazione, ecc. Mutamenti delle condizioni di carico applicate.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale; riduzione della stabilità a livello globale della struttura; lesioni all'elemento strutturale e/o alla sovrastruttura.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Opere di consolidamento del terreno o della struttura, georesine, opere di sostegno, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Corrosione

Descrizione: Degradazione che implica l'evolversi di processi chimici che portano alla corrosione delle armature in acciaio per carbonatazione del ricoprimento di calcestruzzo o per cloruri, visibile con distacchi del copriferro, lesioni e striature di ruggine.

Cause: Fattori esterni ambientali o climatici; errata realizzazione dell'elemento strutturale e dei getti di calcestruzzo; manutenzione carente; cause accidentali.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, resine, vernici, malte e trattamenti specifici, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Fessurazioni

Descrizione: Degrado superficiale che si manifesta con fessurazioni e crepe.

Cause: Ritiro; cedimenti strutturali e/o del terreno; mutamenti di carico e/o temperatura; eccessive deformazioni.

Effetto: Esposizione delle armature agli agenti corrosivi; ampliamento delle fessurazioni stesse con ramificazioni più o meno profonde.

Valutazione: Moderata

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, georesine, malte, macchine di pompaggio a controllo, trattamenti specifici, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Lesioni

Descrizione: Rotture che si manifestano con l'interruzione del tessuto strutturale dell'elemento, le cui caratteristiche e andamento ne definiscono l'importanza e il tipo.

Cause: Le lesioni e le rotture si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, resine bicomponenti, malte, rinforzi, opere provvisorie, sottofondazioni locali.

Esecutore: Ditta specializzata

Non perpendicolarità dell'edificio

Descrizione: L'edificio è sottoposto a spostamenti, rotazioni o alterazioni della propria posizione statica di normale funzionamento.

Cause: Cedimenti; rotture; eventi di natura diversa.

Effetto: Riduzione della stabilità dell'elemento strutturale e dell'edificio.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Opere di consolidamento del terreno o della struttura da decidersi dopo indagini specifiche, opere di sostegno, opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

STRUTTURE DI ELEVAZIONE

TRAVI IN LEGNO

Attacco biologico

Descrizione: Attacco di funghi, muffe e carie (di tipo bruna o bianca), con relativa formazione di macchie, depositi o putrefazione sugli strati superficiali del legno visibili anche con alterazioni cromatiche; degrado delle parti in legno, dovuto ad insetti xilofagi, che si può manifestare con la formazione di alveoli o piccole cavità.

Cause: Esposizione prolungata all'azione diretta degli agenti atmosferici e a fattori ambientali esterni; infiltrazioni di acqua e/o umidità in microfessure o cavità presenti sulla superficie dell'elemento; attacco fungino dovuto al distacco e alla perdita della vernice protettiva; scarsa ventilazione.

Effetto: Putrefazione e disgregazione del legno che nel caso di carie bruna diventa friabile e inconsistente, mentre nel caso di carie bianca il materiale mantiene la sua struttura fibrosa ma perde peso, diventa molle e si spezza facilmente senza però essere friabile; diminuzione della sezione resistente.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Trattamenti specifici, attrezzature manuali e speciali, vernici, sostanze fungicide, antitarlo e/o antimuffa.

Esecutore: Ditta specializzata

Corrosione dei collegamenti metallici

Descrizione: Presenza di zone corrose dalla ruggine estese o localizzate in corrispondenza degli elementi metallici delle giunzioni.

Cause: Perdita degli strati protettivi e/o passivanti; esposizione agli agenti atmosferici e fattori ambientali; presenza di agenti chimici.

Effetto: Riduzione degli spessori delle varie parti delle giunzioni; perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Prodotti antiruggine e/o passivanti, vernici, prodotti specifici per la rimozione della ruggine, attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

Deformazioni eccessive

Descrizione: Presenza di evidenti ed eccessive deformazioni geometriche e/o morfologiche dell'elemento strutturale.

Cause: Mutamenti di carico e/o eccessivi carichi permanenti; eventuali modifiche dell'assetto geometrico della struttura.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Nuovi elementi, componenti di rinforzo, attrezzature speciali, opere provvisoriale.

Esecutore: Ditta specializzata

Deterioramento

Descrizione: Deterioramento e degrado dell'elemento strutturale in legno con la formazione di microfessure, screpolature, sfogliamenti e distacchi di materiale.

Cause: Esposizione agli agenti atmosferici; invecchiamento; minime sollecitazioni meccaniche esterne; cause esterne.

Effetto: Esposizione agli agenti atmosferici e/o biologici; riduzione, nel tempo, delle sezioni resistenti con conseguente perdita di stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Applicazione di prodotti protettivi impregnanti, trattamenti specifici, resine, vernici, attrezzature manuali.

Esecutore: Ditta specializzata

Lesioni

Descrizione: Rotture che si manifestano con l'interruzione del tessuto strutturale dell'elemento, le cui caratteristiche e andamento ne definiscono l'importanza e il tipo.

Cause: Le lesioni e le rotture si manifestano quando lo sforzo a cui è sottoposto l'elemento strutturale supera la resistenza corrispondente del materiale.

Effetto: Perdita della stabilità e della resistenza dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, nuovi elementi, rinforzi, sottofondazioni locali, opere provvisorie.

Esecutore: Ditta specializzata

Serraggio giunzioni

Descrizione: Perdita della forza di serraggio nei bulloni costituenti le giunzioni metalliche tra elementi strutturali in legno.

Cause: Non corretta messa in opera degli elementi giuntati; cambiamento delle condizioni di carico; cause esterne.

Effetto: Perdita di resistenza della giunzione e quindi perdita di stabilità dell'elemento strutturale.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, attrezzature speciali, chiave dinamometrica.

Esecutore: Ditta specializzata

Umidità

Descrizione: Presenza di chiazze o zone di umidità sull'elemento, dovute all'assorbimento di acqua.

Cause: Presenza di microfratture, screpolature o cavità sulla superficie dell'elemento in legno; esposizione prolungata all'azione diretta degli agenti atmosferici e a fattori ambientali esterni.

Effetto: Variazione di volume dell'elemento e conseguente disgregazione con perdita di resistenza e stabilità.

Valutazione: Grave

Risorse necessarie: Attrezzature manuali, vernici, prodotti idrorepellenti, trattamenti specifici.

Esecutore: Ditta specializzata

5.3. PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

STRUTTURE IN FONDAZIONE TRAVI DI FONDAZIONE

Controlli da effettuare

Controllo a cura di personale specializzato

Descrizione: Controllo della consistenza dell'elemento strutturale e dell'eventuale presenza di lesioni. Verifica dell'integrità e perpendicolarità della struttura e delle zone di terreno direttamente interessate dalla stessa.

Modalità d'uso: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Ditta specializzata

Manutenzioni da effettuare

Consolidamento terreno

Descrizione: Opere e/o procedimenti specifici di consolidamento del terreno da scegliere dopo indagini specifiche e approfondite. Trattamenti di miglioramento della resistenza delle fondazioni anche tramite l'impiego di georesine.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Intervento per anomalie di corrosione

Descrizione: Opere di rimozione delle parti ammalorate e della ruggine. Ripristino dell'armatura metallica corrosa con vernici anticorrosive, malte, trattamenti specifici o anche attraverso l'uso di idonei passivanti per la protezione delle armature. Opere di protezione e/o ricostruzione dei copriferri mancanti.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Intervento per anomalie di fessurazione

Descrizione: Opere di ripristino delle fessure e consolidamento dell'integrità del materiale tramite l'utilizzo di resine, malte, cemento o vernici.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Realizzazione sottofondazioni

Descrizione: Realizzazione di sottofondazioni locali o globali a sostegno del sistema di fondazione e della struttura.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Rinforzo elemento

Descrizione: Realizzazione di interventi di rinforzo strutturale dell'elemento mediante la realizzazione di gabbie di armature integrative con getto di malte a ritiro controllato o attraverso l'applicazione di nuovi componenti di rinforzo che aumentino la sezione resistente dell'elemento strutturale.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Riparazione e ripresa delle lesioni

Descrizione: Interventi di riparazione e di ripristino dell'integrità e della resistenza dell'elemento strutturale lesionato, tramite l'utilizzo di resine, malte, cemento o altri prodotti specifici, indicati anche per la ricostruzione delle parti di calcestruzzo mancanti; tali trattamenti saranno eseguiti dopo una approfondita valutazione delle cause del difetto accertato.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

**STRUTTURE DI ELEVAZIONE
TRAVI IN LEGNO**

Controlli da effettuare

Controllo a cura di personale specializzato

Descrizione: Controllo della consistenza dell'elemento strutturale, della presenza di lesioni o distacchi di materiale. Controllo della compattezza interna del materiale per evidenziare eventuali attacchi da funghi o da insetti che si sviluppano sotto la superficie dell'elemento. Verifica dell'integrità e perpendicolarità della struttura e delle possibili zone di terreno direttamente interessate dalla stessa.

Modalità d'uso: A vista e/o con l'ausilio di strumentazione idonea.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Ditta specializzata

Controllo a vista

Descrizione: Controllo dell'aspetto, del degrado e dell'integrità delle superfici dell'elemento strutturale e dei giunti, controllo della presenza di eventuali macchie, di umidità, di attacco biologico, rigonfiamenti o di alterazioni cromatiche della superficie.

Modalità d'uso: A vista.

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Esecutore: Utente

Manutenzioni da effettuare

Applicazione trattamenti protettivi

Descrizione: Trattamenti protettivi della superficie lignea con prodotti antitarlo, fungicidi, antimuffa o anche prodotti di carattere ignifugo o idrorepellente. I trattamenti vanno eseguiti su superfici precedentemente pulite.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Controllo e riapplicazione serraggio

Descrizione: Verifica e eventualmente, riapplicazione delle forze di serraggio negli elementi giuntati o sostituzione dei componenti facenti parte della giunzione.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Interventi per corrosione giunti metallici

Descrizione: Spazzolature, sabbiature ed in generale opere ed interventi di rimozione della ruggine, della vernice in fase di distacco o di sostanze estranee eventualmente presenti sulle superfici dei componenti facenti parte delle giunzioni metalliche, da effettuarsi manualmente o con mezzi meccanici. Applicazione prodotti antiruggine con ripristino degli strati protettivi.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Pulizia delle superfici in legno

Descrizione: Pulizia e asportazione delle parti degradate e marcite della superficie dell'elemento di legno, attraverso pulizia meccanica, manuale o ad aria compressa in funzione del tipo e dell'entità del degrado.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Ricostruzione parti mancanti

Descrizione: Ripristino o ricostruzione di parti mancanti o degradate dell'elemento strutturale attraverso sistemi misti con utilizzo di armature metalliche e prodotti a base di resine o con elementi in vetroresina.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Ricostruzione testata trave

Descrizione: Rifacimento della testata di una trave danneggiata o fatiscente attraverso l'impiego di un getto di betoncino utilizzando apposite resine e armature metalliche opportunamente dimensionate.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Rinforzo elemento

Descrizione: Trattamenti di rinforzo e consolidamento localizzati o estesi da eseguirsi dopo una approfondita valutazione delle cause del difetto accertato e considerando che le lesioni, eventualmente presenti, siano stabilizzate o meno: - fissaggio di barre in acciaio in appositi incavi realizzati nelle zone lesionate, attraverso l'impiego di resine epossidiche o altri prodotti specifici; - placcaggio esterno delle zone lesionate con l'uso di lamiere in acciaio o altro materiale; - applicazione di prodotti consolidanti di vario tipo come resine epossidiche, acriliche, poliuretaniche, ecc..

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

Sostituzione elementi giunzione

Descrizione: Sostituzione degli elementi danneggiati facenti parte di una giunzione (lamiere, dadi, bulloni, rosette) con elementi della stessa classe e tipo.

Esecutore: Ditta specializzata

Requisiti: -

Periodo: 1

Frequenza: Anni

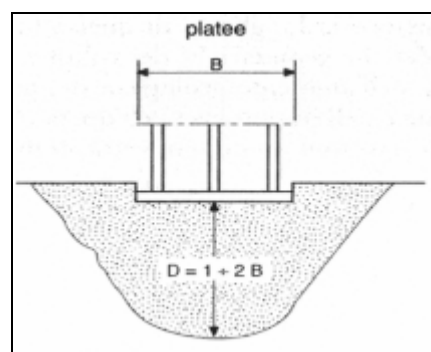
6. RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

6.1. RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

È stata eseguita una relazione geologica specifica a cura del geol. Oberdan Drapelli, che si allega. Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione dell'area, secondo la normativa di legge, si inserisce nella categoria "C". I risultati della prova eseguita si allegano alla presente relazione.

6.2. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DEL TERRENO

In riferimento alla tipologia di fondazione prevista si ritiene che il volume di terreno indagato con la CPT allegata sia significativamente rappresentativo della caratterizzazione litologica e stratigrafica del terreno e quindi utile al fine di ricostruire il modello geologico e valutare l'interazione terreno-struttura.



Schematizzazione Volume significativo

In considerazione della natura del terreno si adotta una fondazione di tipo superficiale di dimensioni 110x50cm estesa a tutto lo sviluppo in pianta del perimetro della piastra; la quota di imposta sarà raggiunta mediante compattazione del piano di sbancamento e con sabbietta rullata e vibrata.

La fondazione verrà armata con un'armatura trasversale formata da staffe $\Phi 8/20''$ e armatura longitudinale formata da 6+6 $\Phi 16$ in acciaio B450C.

Le sollecitazioni della fondazione sono state calcolate come riportato nei capitoli precedente e le dimensioni della stessa sono state verificate in modo che l'azione di progetto non superari la resistenza limite del terreno.

Per la morfologia del terreno e per l'assenza della falda alle profondità raggiunte non sono previste opere accessorie.

Dai dati raccolti si deduce per l'area destinata alla nuova costruzione la seguente successione di terreni:

- da p.c. a 0.40m terreno di riporto;
- da 0.4m a 4.5m argilla limosa/limo argilloso
- da 4.5m a 6.0m limo argilloso medio molle

- da 6.0m a 7.25m argilla limosa
- da 7.25m a 10.00m limo argilloso molle;
- da 10.0m a 13.5m limo argilloso/argilla limosa;
- da 13.5m a 19.5m sabbia limosa;

Quota falda a circa -2.20m da piano campagna.

CENNI TEORICI SULLA VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative agli stati limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.

Il valore E_d si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove:

E_k = valore caratteristico dell'azione

F_k = azione caratteristica di progetto

X_k = parametro geotecnico caratteristico di progetto

a_d = geometria di progetto

M_F = coefficiente parziale per le azioni

M_E = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

M_M = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$.

Il valore E_d si ricava dalla funzione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente g_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

La verifica della suddetta condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

Nella presente relazione è stata effettuata la verifica GEO secondo l'Approccio 2 come richiesto al punto 6.4.2.1 del DM 17/01/2018 $\rightarrow A1+M1+R3$

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

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

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

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

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

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

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

ORIENTAMENTI GEOTECNICI

Nella seguente paragrafo viene effettuato, cautelativamente, il calcolo del carico limite (Q_{lim}) tramite la formula di Brinch – Hansen in “condizioni non drenate” ($c = c_u \neq 0$, $\varphi' = 0$).

Il calcolo del carico limite nelle suddette condizioni porta ad un valore della resistenza di progetto “ R_d ” uguale sia in condizioni statiche, che in condizioni dinamiche (sisma): le correzioni in condizioni sismiche agiscono infatti sui soli angoli di attrito e sui fattori di inclinazione del carico.

Il calcolo del carico limite si riduce alla seguente relazione:

$$q_{lim} = \frac{N_c c_u i_c d_c b_c g_c + \gamma D}{\gamma_R} = \frac{5,14 c_u (1 + 0,2 B / L)(1 + 0,2 D / L) + \gamma D}{\gamma_R}$$

Dove:

c_u = coesione non drenata

B = larghezza della fondazione

L = lunghezza della fondazione

D = incastro della fondazione nel terreno

G = densità naturale del terreno sopra il piano di fondazione

γ_R = fattore di sicurezza

In relazione ai dati di cui si dispone si possono considerare come parametri caratteristici del terreno quelli più sfavorevoli presenti nello strato tra 4.5-6.0m:

$$\gamma = 1.96 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 19^\circ$$

$$c_u = 0,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1.92 \text{ t/m}^3 \text{ terreno ai lati della fondazione}$$

che risulta essere quella dei livelli più cedevoli per motivi di sicurezza.

Per la fondazione di lunghezza di 1m si ottiene:

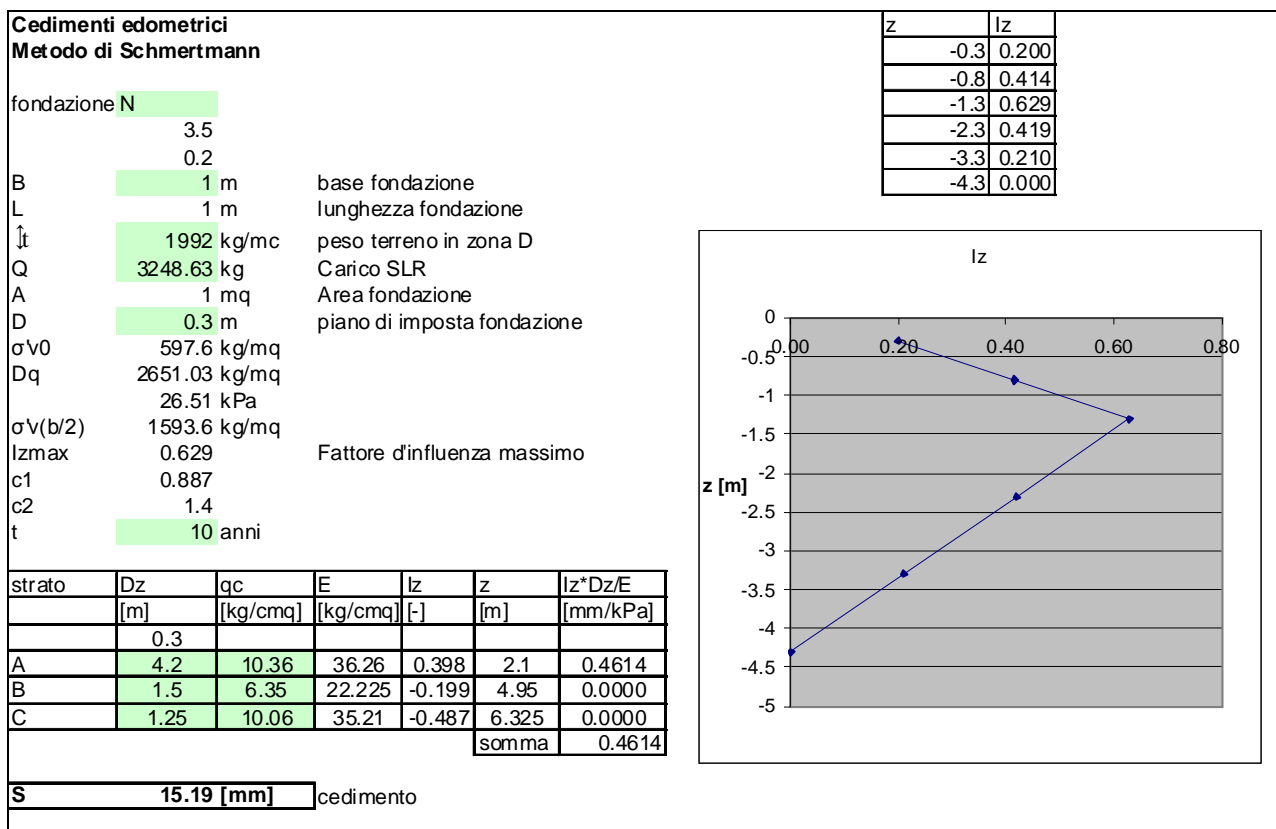
Fondazione	N q	N γ	N c	B (m)	γ (kg/m ³)	c _u (kg/cm ²)	D (m)	q _{lim} (kg/m ²)	γ _r	Q _{lim} (kg)	q _{lim} (kg/m ²)
100x50	-	-	5,14	1.00	1920	0,35	0,3	23414.28	2.3	10180.12	10180.12

Questo è il valore massimo di portanza al quale puntualmente il terreno risulta non avere problemi e che è stato confrontato nelle verifiche GEO con le pressioni del terreno dovute alla struttura soprastante, le quali, nel caso specifico, sono sempre inferiori alla q_{lim} e valgono rispettivamente:

Combinazione Fondazione copertura	Dimensioni (cm)	p _{max} (kg/m ²)	Verifica p _{max} <q _{lim}
CC53: 1.3Gk+1.3Gkn+1.5[Qn(ii)+0.6Qv(X-b)]	100x50	4828.03	OK
CC205: Gk+0.3Ex+Ey-0.3Execc-Eyecc	100x50	3393.76	OK

Verifica cedimenti:

Per il calcolo dei cedimenti si utilizza il metodo edometrico secondo la formulazione di Schmertmann.



6.3. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE LA 'PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE' DEL SITO DI COSTRUZIONE

Si è valutata la pericolosità sismica di base del sito sulla base del progetto S1-INGV. I valori a_g , F_0 e T_C^* sono stati ottenuti interpolando i dati del reticolo intorno al sito di riferimento. Di seguito sono riportati i valori ottenuti:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.054	2.488	0.273
SLD	75	0.068	2.473	0.283
SLV	712	0.183	2.542	0.280
SLC	1462	0.241	2.485	0.289

Considerando un terreno di categoria C si ottiene infine:

T_R	S_t	S_s	C_c
45 (SLO)	1.000	1.500	1.612
75 (SLD)	1.000	1.500	1.592
712 (SLV)	1.000	1.421	1.597
1462 (SLU)	1.000	1.340	1.582