



Comune di Roccaforte Mondovì (CN)

G.A.L. Mongioie
PROGRAMMA DI SVILUPPO LOCALE
"LE TERRE DEL MONGIOIE IMPRESE IN RETE"

FEASR – FONDO EUROPEO AGRICOLO PER LO SVILUPPO RURALE
PROGRAMMA DI SVILUPPO RURALE 2014 – 2020
MISURA 19 SUPPORTO ALLO SVILUPPO LOCALE LEADER

AMBITO TEMATICO: "VALORIZZAZIONE DEL PATRIMONIO ARCHITETTONICO E PAESAGGISTICO CULTURALE"

BANDO PUBBLICO PER IL RECUPERO DEGLI ELEMENTI TIPICI DEL PAESAGGIO E DEL PATRIMONIO
ARCHITETTONICO RURALE, APPROVATO DAL CDA DEL G.A.L. MONGIOIE NELLA SEDUTA DEL
23 NOVEMBRE 2022 - 3^a APERTURA

MISURA 7
SOTTOMISURA 6
OPERAZIONE 4

RECUPERO FORNO COMUNITARIO IN BORGATA BARACCO

progetto esecutivo

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

OPERA	Recupero forno comunitario in Borgata Baracco – C.U.P.: D67B23000020006	 Comune di Roccaforte Mondovì	
PROGETTISTA	dott. Ing. Davide BOASSO – Studio di Ingegneria Civile e Strutturale Villanova M.vì, c.so Marconi 2a– info@ingboasso.com – www.ingboasso.com –338/8391865		
R.U.P.	Arch. Danilo COCCALOTTO Resp. Ufficio tecnico LL.PP. Comune di Roccaforte Mondovì 0174 .65139 - roccaforte.mondovi@cert.ruparpiemonte.it		
SITO OPERA	Comune di Roccaforte Mondovì – CN 12088 - Borgata Baracco snc Foglio 52 particella 45		<i>data:</i> Agosto 2024
ELABORATO	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		<i>elaborato nr:</i>

Indice della relazione di calcolo

1) NOTE INTRODUTTIVE.....	3
1.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	3
2) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI.....	3
2.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	3
3.1.1 Proprietà specifiche dell'acciaio S275JR – utilizzato per i profili.....	4
2.2 MODELLAZIONE DELL'ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	5
2.3 LEGNO MASSICCIO DI CASTAGNO USO FIUME.....	5
2.4 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E ACCIAIO DA C.A.....	7
3) NORME DI RIFERIMENTO.....	8
4) CRITERI DI MODELLAZIONE.....	8
4.1 SOFTWARE IMPIEGATO PER L'ANALISI STRUTTURALE.....	8
4.2 NOTE SULLA MODELLAZIONE.....	8
4.2.1 Tipologie di modellazione ammesse dalla normativa di riferimento.....	9
4.3 TIPO DI ANALISI EFFETTUATA.....	10
4.4 MODELLA STRUTTURALE.....	11
4.5 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL SOFTWARE STRUTTURALE.....	11
6) CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	11
6.1 CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE.....	11
6.2 STATI LIMITI ULTIMI (SLU) E CRITERI PER LE COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	12
6.3 CRITERI PER LA VERIFICA STRUTTURALE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO.....	13
6.3.1 Resistenza a trazione delle membrature in acciaio.....	14
6.3.2 Resistenza a compressione delle membrature in acciaio.....	14
6.3.3 Resistenza a flessione monoassiale delle membrature in acciaio.....	14
6.3.4 Resistenza a taglio delle membrature in acciaio.....	15
6.3.5 Resistenza a taglio e flessione delle membrature in acciaio.....	16
6.3.6 Resistenza a flessione e sollecitazioni assiali delle membrature in acciaio.....	16
6.3.7 Resistenza tenso/preso flessionale delle membrature in acciaio.....	17
6.3.8 Resistenza delle membrature in acciaio soggette a flessione, taglio e sforzi assiali.....	17
6.3.9 Stabilità delle membrature compresse.....	17
6.3.10 Stabilità delle membrature inflesse.....	19
6.3.11 Limitazione in esercizio degli spostamenti (verifiche SLE in termini di deformabilità).....	20
6.3.12 Verifiche delle unioni bullonate.....	21
6.3.13 Verifiche delle unioni saldate.....	22
7) ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	23
7.1 CASI DI CARICO CONSIDERATI NELL'ANALISI STRUTTURALE DAL SOFTWARE.....	23
7.2 ANALISI DEI CARICHI.....	23
7.2.1 Caso di carico: DEAD.....	23
7.2.2 Carichi permanenti.....	23
7.2.3 Carichi variabili.....	23
7.2.4 Azione sismica.....	24
7.3 COMBINAZIONI DI CARICO.....	25
8) RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE.....	27
8.1 INVILUPPI DELLE CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	27
8.1.1 Inviluppi sollecitazioni elementi in carpenteria.....	27
8.1.2 Inviluppi sollecitazioni travi copertura in legno.....	29
8.1.3 Inviluppi sollecitazioni platea di fondazione.....	31
8.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI – ELEMENTI IN CARPENTERIA.....	33
8.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI – ELEMENTI IN LEGNO.....	35
8.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI – PLATEA IN C.A.....	37
8.5 VERIFICHE IN ESERCIZIO.....	39
8.5.1 Limitazione delle frecce in direzione verticale gravitazionale – travi legno.....	39
8.5.2 Limitazione degli sbandamenti laterali in campo statico.....	40
8.5.3 Limitazione degli sbandamenti laterali in campo dinamico – verifiche di rigidità ex §7.3.6.1.....	41
8.5.4 Limitazione delle tensioni nei materiali – platea in c.a.....	41
9) VERIFICHE DI DETTAGLIO.....	43
9.1 VERIFICA GIUNZIONE DI BASE COLONNE.....	43
9.2 CAPRIATA – CONNESSIONE CATENA/PUNTONI.....	47
9.3 CAPRIATA – CONNESSIONE A DENTE SEMPLICE PUNTONI/MONACO, VERIFICA TAGLIO TALLONE.....	48
10) CONCLUSIONI.....	51
11) ALLEGATI – ULTERIORI VERIFICHE DI DETTAGLIO.....	51

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1) NOTE INTRODUTTIVE

Oggetto della presente relazione di calcolo è l'analisi e le conseguenti verifiche di sicurezza relative alle opere a valenza strutturale nell'ambito dell'intervento di recupero del forno comunitario di borgata Baracco, presso il Comune di Roccaforte Mondovì.

La presente relazione è redatta in conformità a quanto prescritto nel §10 delle NTC2018. Il sito in cui la struttura sarà realizzata, il Comune di Roccaforte Mondovì, risulta essere in zona sismica 3.

1.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Trattasi della nuova costruzione di una struttura monopiano, con struttura prevalente della tipologia "a pilastri isostatici in carpenteria metallica", atta ad assolvere funzione di "tettoia" per il forno comunitario di borgata Baracco.

Nel complesso, la struttura è caratterizzata dai seguenti elementi:

- platea in c.a. spessore 30cm, dimensioni in pianta 6,62x5,69m;
- colonne in carpenteria metallica – profili HEB180;
- copertura in legno massiccio di castagno UFS/C ETA 12/0540

Riguardo i materiali strutturali impiegati, si elencano di seguito le specifiche:

- platea: calcestruzzo C25/30 XC2, acciaio B450C
- colonne: acciaio S275
- piastre, piatti in carpenteria: acciaio S355
- copertura: legno massiccio uso fiume castagno UFS/C ETA 12/0540

Da un punto di vista geometrico delle opere, la copertura della tettoia occupa una superficie di 6,6x5,7m. L'altezza di gronda, rispetto il piano di campagna, è pari a 2,95m.

2) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

2.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA

L'acciaio è una lega ferro-carbonio. La quantità di carbonio condiziona la resistenza e la duttilità (la prima cresce e la seconda diminuisce all'aumentare del contenuto in carbonio). I più comuni acciai per carpenteria metallica hanno un contenuto in carbonio molto basso (da 0.17% a 0.22%) e sono quindi estremamente duttili. Una caratteristica importante è anche la tenacità dell'acciaio, cioè la sua capacità di evitare rottura fragile alle basse temperature. La normativa impone limiti alle caratteristiche meccaniche (tensione di rottura e di snervamento) ed all'allungamento a rottura dei diversi tipi di acciaio, nonché limiti alla resilienza (legati alla temperatura ed al grado di saldabilità), necessari per garantire la tenacità.

Negli acciai sono contenute piccole quantità di manganese e silicio, che favoriscono la saldabilità, e di altri elementi (fosforo, zolfo, ecc.) che sono da considerare impurità inevitabili. Per la saldabilità dell'acciaio è importante il grado di disossidazione: l'ossigeno presente nell'acciaio fuso si combina col carbonio formando monossido di carbonio CO che nel raffreddamento torna allo stato gassoso creando diffuse soffiature (l'acciaio viene detto *effervescente*); l'aggiunta di alluminio e silicio, che si combinano con l'ossigeno formando ossidi che vengono poi eliminati, riduce la formazione di monossido di carbonio (acciai *calmati* o *semicalmati*). Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto **A** del § 11.1

Per gli acciai di cui alle norme armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210 ed UNI EN 10219-1, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni

caratteristiche di snervamento f_y e di rottura f_t da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali $f_y = R_eH$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del §11.1 e si applica la procedura di cui al § 11.3.4.11. Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045-1:1992.

3.1.1 Proprietà specifiche dell'acciaio S275JR – utilizzato per i profili

L'acciaio strutturale S275JR è uno dei più diffusi acciai da costruzione, grazie alle buone caratteristiche meccaniche ed alle buone caratteristiche di saldabilità. Viene impiegato per la produzione di una vasta gamma di prodotti commerciali impiegati ai fini strutturali, quali per esempio rivetti, bulloni e profili di varie forme. A livello di normativa, l'acciaio S275JR è standardizzato dalle EN 10025-1:2004 (Hot rolled products of structural steel-general technical delivery conditions) e dalle EN 10025-2:2004.

La successiva tabella illustra le principali caratteristiche chimiche dell'acciaio S275JR:

Chemical composition % of steel S275JR (1.0044): EN 10025-2-2004

Nominal thickness ≤ 40 (mm) C max = 0.21 Nominal thickness ≤ 40 (mm) CEV max = 0.40						
C	Mn	P	S	N	Cu	CEV
max 0.22	max 1.5	max 0.04	max 0.04	max 0.012	max 0.55	max 0.42

Composizione chimica dell'acciaio S275JR in accordo a EN 10025-2-2004

Le principali caratteristiche di tipo meccaniche sono invece descritte nella seguente tabella:

Mechanical properties of steel S275JR (1.0044)

Nominal thickness (mm):	to 3	3 - 100	100 - 150	150 - 250
Rm - Tensile strength (MPa) Flat and long products	430-580	410-560	400-540	380-540

Nominal thickness (mm):	to 16	16 - 40	40 - 63	63 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200	200 - 250
ReH - Minimum yield strength (MPa) Flat and long products	275	265	255	245	235	225	215	205

KV - Impact energy (J) longitud.,	-20° 27	0° 27	+20° 27
-----------------------------------	------------	----------	------------

Nominal thickness (mm):	to 1	1 - 1.5	1.5 - 2	2 - 2.5	2.5 - 3
A - Min. elongation $L_0 = 80$ mm (%) parallel,	15	16	17	18	19

Nominal thickness (mm):	3 - 40	40 - 63	63 - 100	100 - 150	150 - 250
A - Min. elongation $L_0 = 5,65 \sqrt{S_0}$ (%) parallel,	23	22	21	19	18

Properties of steel S275JR (1.0044)

Weldability: This steel grade is generally suitable to welding

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S275JR;

L'acciaio S275JR è uno dei più diffuse nel campo della carpenteria metallica a livello europeo, sia per la realizzazione di profili che per la produzione di piatti o profili sagomati. Tenendo conto delle sue

dott. Ing. Davide BOASSO – Studio di Ingegneria Civile e Strutturale

c.so Marconi 2/a – Villanova Mondovì (CN) – 338/8391865 – P.IVA:03581850041

www.ingboasso.com – info@ingboasso.com

caratteristiche meccaniche e chimiche, l'acciaio S275JR può essere comparato ad altre tipologie di acciai impiegati in ambito extra-europeo. La seguente tabella, oltre a fornire le catalogazioni alternative adottate in altri paesi europei dai vari codici nazionali, fornisce a livello indicativo le tipologie di acciai extra-europei assimilabili all'acciaio S275JR. Si precisa che la comparazione è fatta sulla base dei parametri meccanici e chimici degli acciai, l'equivalenza tra le varie classificazioni è quindi abbastanza precisa ma una perfetta correlazione tra tutti i parametri chimici e meccanici che caratterizzano un acciaio è sostanzialmente impraticabile.

EU EN	USA	Germany DIN	Japan JIS	France AFNOR	England BS	Canada HG	European old EN	Italy UNI	Belgium NBN	Spain UNE	China GB	Sweden SS	Poland PN	Czechia CSN	Finland SFS	Austria ONORM	Norway NS	Russia GOST	Inter ISO	Portugal NP	India IS
S275JR	A283D A529 Gr.D	RSt42.2 St 44.2	SS400	E28.2	161.430 43A 43B	260W 260WT	Fe430B	Fe430B	AE295B	AE255B	Q225A Q275Z	1411 1412	SNV	11425	Fe44B	St42F St430B	NS12142	St1ps St4sp	E275B	FE430- B	IS2062

Acciai equivalenti al grado S275JR;

2.2 MODELLAZIONE DELL'ACCIAIO DA CARPENTERIA

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo Elastico: $E = 210'000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$
- Modulo di elasticità trasversale G: $G = 80'770 \text{ N/mm}^2$
- Densità: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 4.2.1 – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

2.3 LEGNO MASSICCIO DI CASTAGNO USO FIUME

Gli elementi in legno di nuova realizzazione, saranno in legno massiccio uso fiume di castagno UFS/C in accordo alla norma ETA 12/0540. L'impiego di elementi uso fiume in castagno non può essere certificato EN14081-1 in quanto la presenza degli smussi di grandi dimensioni collocano l'assortimento al di fuori del campo di applicazione della norma. L'adesione all'ETA (benessere tecnico europeo) permette invece di qualificare e applicare la certificazione CE al prodotto di castagno uso fiume, inoltre la relativa norma di riferimento ETA 12/0540 non solo consente di utilizzare il legno di castagno (provenienza italiana o francese)

in conformità ai criteri delle NTC2018 ma rende possibile anche al progettista applicare le effettive sezioni nominali nelle verifiche di sicurezza.

Nel dettaglio, il legno impiegato per i lavori in oggetto è il legno di castagno uso fiume classe UFS/C conforme alla norma ETA 12/0540. Di seguito le principali caratteristiche del materiale:

Table 3: Product performances of grade UFS/C of square edged logs with wane of chestnut

BRW ¹⁾	Essential characteristic	Assessment method	Level, class, or description Grade UFS/C	Unit	
1	Mechanical actions perpendicular to and along the square edged logs with wane of chestnut				
	Bending strength	$f_{m, k}$	EN 408	29	N/mm ²
	Tension strength parallel	$f_{t, 0, k}$	EN 384	16	N/mm ²
	Tension strength perpendicular	$f_{t, 90, k}$	EN 384	0.6	N/mm ²
	Compression strength parallel	$f_{c, 0, k}$	EN 384	23	N/mm ²
	Compression strength perpendicular	$f_{c, 90, k}$	EN 384	7.6	N/mm ²
	Shear strength	f_v, k	EN 384	4.0	N/mm ²
	Mean modulus of elasticity parallel	$E_{0, mean}$	EN 408	11.2	kN/mm ²
	5 % modulus of elasticity	$E_{0.05}$	EN 384	9.4	kN/mm ²
	Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{90, mean}$	EN 384	0.74	kN/mm ²
	Mean shear modulus	G_{mean}	EN 384	0.70	kN/mm ²
	Other aspects				
	Density	ρ_k	EN 408	504	kg/m ³
	Mean density	ρ_{mean}	EN 408	570	kg/m ³
Dimensional stability		EN 336	Tolerance classes according to EN 336	—	
Durability of timber – wood destroying fungi – insects – termites – marine borers Service classes		EN 350-2 EN 1995-1-1	Class 2 S M S _{Ma} 1, 2 and 3	—	

Ai fini delle verifiche strutturali di sicurezza, in accordo a quanto espresso nel §11.7.2 NTC2018, al legname appartenente ad una determinata categoria assegnata mediante metodologia derivante da apposite norme di riferimento, occorre assegnare un determinato profilo resistente, ARMONIZZATO con le classi di resistenza proposte dalla norma EN338. Al fine di armonizzare in riferimento alle classi proposte dalla EN338, occorre impiegare le tabelle di conversione proposte dalla norma UNI 11035:2010.

Facendo riferimento a quest'ultima norma, nel prospetto 5 vengono fornite in forma tabellare le indicazioni per la conversione tra le classi di legname con provenienza italiana e le classi della EN338. La tabella del prospetto 5 è di seguito riportata:

prospetto 5 Valori caratteristici per i tipi di legname considerati nella presente norma

Proprietà		Abete/Italia			Pino laricio/Italia			Larice/Nord Italia			Douglasia/Italia			Altre conifere/Italia			Castagno/Italia	Querce caducifoglie/Italia	Pioppo e Ontano/Italia	Altre latifoglie/Italia
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338		C24	C18	C40	C22	C14		C22	C18	C35	C22					D24				
Categorie resistenti		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S	
Flessione (5-percentile), N/mm ²	$f_{m,k}$	25	18	40	22	15		23	18	35	22	33	26	22	28	42	26	27		
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	15	11	24	13	9		14	11	21	13	20	16	13	17	25	16	16		
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6		
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	21	18	26	20	17		20	18	25	20	24	22	20	22	27	22	22		
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	2,6	2,6	3,2	3,0	3,0		3,6	3,6	3,2	2,9	3,7	3,7	3,7	7,3	11	6,3	7,7		
Taglio (5-percentile), N/mm ²	$f_{v,k}$	4,0	3,4	4,0	3,8	3,0		3,8	3,4	4,0	3,8	4,0	4,0	3,8	4,0	4,0	2,7	4,0		
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{0,mean}$	11,8	10,5	15	12	11		12,5	11,5	15,8	13	12,3	11,4	10,5	12,5	12,0	8,0	11,5		
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm ²	$E_{0,05}$	7,9	7,0	10	8,0	7,4		8,4	7,7	11	8,7	8,2	7,6	7,0	10,5	10,1	6,7	9,7		
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{90,mean}$	0,39	0,35	0,50	0,40	0,37		0,42	0,38	0,53	0,43	0,41	0,38	0,35	0,83	0,80	0,53	0,77		
Modulo di taglio (medio), kN/mm ²	G_{mean}	0,74	0,66	0,94	0,75	0,69		0,78	0,72	0,99	0,81	0,77	0,71	0,66	0,78	0,75	0,50	0,72		
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k	375	375	455	425	430		510	520	450	415	530	530	530	485	760	420	515		
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	450	450	550	520	520		610	620	540	500	575	575	575	580	825	460	560		

Il legno di castagno di provenienza italiana è comparabile alla classe D24 della EN338. Ne consegue che per le verifiche di sicurezza e l'analisi strutturale, si assumono i parametri indicati nella norma EN338 per il legno di latifoglia in classe D24:

Tabella A-2- Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di latifoglie (escluso pioppo)

		D18	D24	D27	D30	D35	D40	D45	D50	D55	D60	D65	D70	D75	D80
Resistenze (MPa)															
Flessione	$f_{m,k}$	18	24	27	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11	14	16	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18	21	22	24	25	27	29	30	32	33	35	36	37	38
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	4.8	4.9	5.1	5.3	5.4	5.5	5.8	6.2	6.6	10.5	11.3	12.0	12.8	13.5
Taglio	$f_{v,k}$	3.5	3.7	3.8	3.9	4.1	4.2	4.4	4.5	4.7	4.8	5.0	5.0	5.0	5.0
Rigidezze [GPa]															
Modulo di elasticità parallelo medio	$E_{0,mean}$	9.5	10.0	10.5	11.0	12.0	13.0	13.5	14.0	15.5	17	18.5	20	22.0	24.0
Modulo di elasticità parallelo 5-percentile	$E_{0,k}$	8.0	8.4	8.8	9.2	10.1	10.9	11.3	11.8	13.0	14.3	15.5	16.8	18.5	20.2
Modulo di elasticità perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	0.63	0.67	0.70	0.73	0.80	0.87	0.90	0.93	1.03	1.13	1.23	1.33	1.47	1.60
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0.59	0.63	0.66	0.69	0.75	0.81	0.84	0.88	0.97	1.06	1.16	1.25	1.38	1.50
Massa volumica (kg/m ³)															
Massa volumica caratteristica	ρ_k	475	485	510	530	540	550	580	620	660	700	750	800	850	900
Massa volumica media	ρ_{mean}	570	580	610	640	650	660	700	740	790	840	900	960	1020	1080

2.4 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E ACCIAIO DA C.A.

PLATEA DI FONDAZIONE

Classe di esposizione	XC2
Classe di resistenza	C25/30
Contenuto minimo di cemento [kg/m ³]	280
Rapporto massimo acqua/cemento	0.60
Copriferro [mm]	40
Dimensione massima dell'aggregato [mm]	25

Le armature sono realizzate con l'ausilio di elementi in acciaio B450C, le cui caratteristiche meccaniche sono raffigurate in seguito:

Tab. 11.3.Ia

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ
	$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ
	per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ
	per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ

3) NORME DI RIFERIMENTO

- D.M. 17/01/2018: Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018);
- CIRCOLARE NR. 7 del 21/01/2019: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.;
- EN 1993-1-1:2005: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings;
- EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints;
- CNR-DT 206 R1/2018: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno;

4) CRITERI DI MODELLAZIONE

4.1 SOFTWARE IMPIEGATO PER L'ANALISI STRUTTURALE

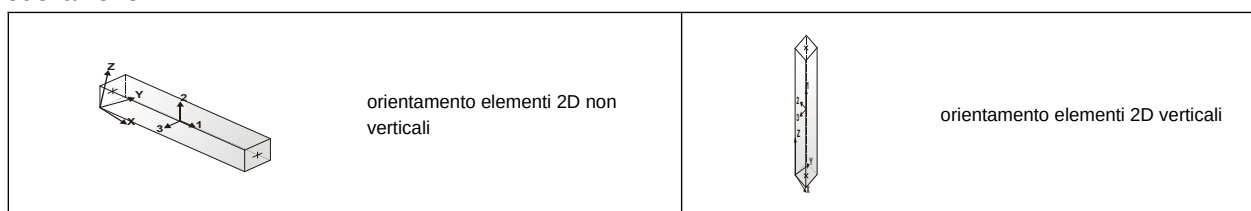
Il software impiegato per l'analisi strutturale è PRO_SAP versione 21.9.4, il codice licenza è “0216-011/con” e risulta essere intestato allo scrivente.

4.2 NOTE SULLA MODELLAZIONE

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello 3d. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi “beam”, il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di

definire le modalità di vincolo e le rigidzze nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidzza flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali e dilatazioni termiche. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

Per quanto concerne la modellazione di elementi beam, Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi. Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale. Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

4.2.1 Tipologie di modellazione ammesse dalla normativa di riferimento

Esistono vari tipi differenti di casi di analisi. Generalmente le analisi sono classificate come lineari o non lineari, questo dipende da come la struttura risponde ai carichi. In campo lineare è ammesso perché valido il principio di sovrapposizione degli effetti.

I tipi di analisi lineari disponibili sono:

ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidzza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

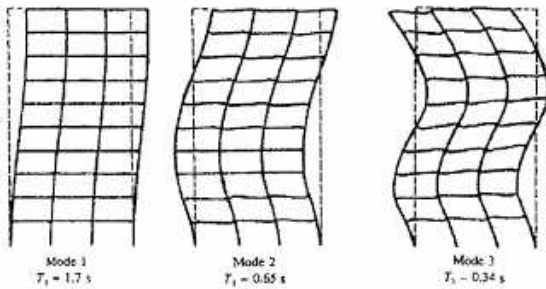
dove K è la matrice di rigidzza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

ANALISI MODALE

Calcolo dei modi di vibrare della struttura secondo il metodo di EIGEN o il metodo di Ritz. I carichi non applicati, a meno che essi non siano usati per generare i vettori di Ritz.

Ogni struttura ha un numero di modi propri di vibrare pari ai gradi di libertà della struttura. Ogni modo di vibrare è caratterizzato da una pulsazione per cui tutte le masse del sistema vibrano in fase e quindi passano contemporaneamente attraverso il punto di massimo spostamento.



Per ogni modo di vibrare, e quindi per ogni periodo, si può considerare che venga attivata una specifica quota parte della massa totale, indicata come massa efficace del modo di vibrare. Attraverso le tecniche numeriche specifiche dell'analisi modale, attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta di progetto in accelerazione SDe vengono calcolate le massime forze di inerzia specifiche per ogni modo di vibrare.

Il comportamento vibrazionale effettivo della struttura contempla la compresenza di tutti i modi, pertanto, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, deve essere valutata una combinazione dei modi relativi alle masse messe in gioco, poichè non tutti i valori massimi vengono raggiunti contemporaneamente. Questa valutazione viene effettuata in termini statistici, per cui si considera che il valore più probabile si possa ottenere mediante una combinazione dei valori considerati.

Se le risposte dei modi di vibrare sono indipendenti, ovvero sono tali da avere periodi propri che differiscono uno dall'altro di almeno il 10% è possibile utilizzare una combinazione quadratica semplice altrimenti si deve utilizzare una combinazione quadratica completa.

Il calcolo viene effettuato in modo automatico e sono considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.

Nel caso in esame, la combinazione dei modi per il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti è effettuata mediante la combinazione quadratica completa, poichè alcuni periodi di vibrazione differiscono meno del 10%,

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} * \sum E_i E_j)^{1/2}$$

dove:

$E \rightarrow$ è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando

$E_i \rightarrow$ è il valore della medesima dovuta al modo i

$E_j \rightarrow$ è il valore della medesima dovuta al modo j

$$\rho_{ij} = (8 \xi^{2*}(1+\beta_{ij}) * \beta_{ij}^{3/2}) / ((1-\beta_{ij}^2)^2 + 4 \xi^{2*} \beta_{ij} * (1-\beta_{ij}^2))$$

$\xi \rightarrow$ è il coefficiente di smorzamento equivalente

$\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j$ è il rapporto fra le frequenze di ciascuna coppia di modi $i-j$

ANALISI IN SPETTRO DI RISPOSTA

Questa analisi viene accoppiata ad un'analisi modale per la determinazione di vettori di forze, le cui combinazioni rappresentano le azioni sismiche. Per effettuare questa analisi è necessario definire una funzione spettro. Questa funzione di spettro normalmente è espressa in termini di pseudo-accellerazione e periodo.

ANALISI AL PASSO (TIME HISTORY ANALYSIS)

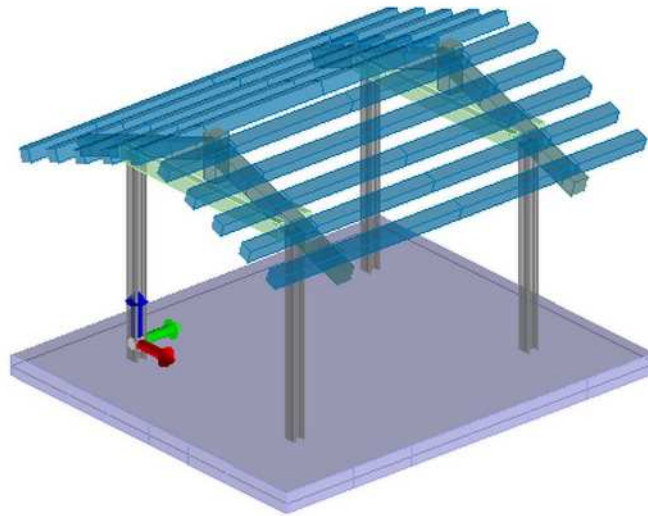
In questa analisi vengono applicati carichi che subiscono variazioni nel tempo. Queste variazioni sono rappresentate da funzioni storia-tempo. La soluzione di queste analisi può essere calcolata con il metodo FNA che sfrutta sovrapposizioni modali oppure mediante integrazione diretta.

4.3 TIPO DI ANALISI EFFETTUATA

L'analisi condotta sulla struttura oggetto della presente relazione è stata del tipo LINEARE DINAMICA.

4.4 MODELLA STRUTTURALE

La struttura è stata modellata con l'ausilio di soli elementi di tipo beam. Di seguito viene riportata un'immagine del modello strutturale per meglio descriverne la realizzazione:



Modello strutturale oggetto di verifica

4.5 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL SOFTWARE STRUTTURALE

Al seguente indirizzo : <http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm> sono consultabili numerosi esempi di validazione del software strutturale (PRO_SAP) impiegato per la modellazione oggetto del presente documento.

6) CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

6.1 CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del **metodo semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardano univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Nel caso di strutture in acciaio la resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche “efficaci”, area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiera sottili, per valutare le caratteristiche geometriche “efficaci” si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN1993-1-3.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa e si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.V. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori. Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} .

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

6.2 STATI LIMITI ULTIMI (SLU) E CRITERI PER LE COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione STR
- lo stato limite di tipo geotecnico GEO

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella sopra citata.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell' *approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

Nell' *approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R).

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

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

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

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

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

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

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

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

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

6.3 CRITERI PER LA VERIFICA STRUTTURALE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO

Nelle travi, la resistenza di calcolo di una sezione non può prescindere dalla definizione della classe di ciascuna sezione, la verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di riferirsi alle caratteristiche geometriche efficaci nel caso di sezioni snelle.

Il criterio da adottare per la verifica elastica delle sezioni delle travi, tenendo conto che generalmente lo stato di sforzo è di tipo piano, è il seguente:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico, in accordo con i teoremi della plasticità, richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne “staticamente ammissibile”, ovvero in equilibrio con le sollecitazioni agenti e rispettosa della condizione di plasticità.

6.3.1 Resistenza a trazione delle membrature in acciaio

Per membrature soggette a trazione, deve essere rispettata la seguente relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Nella quale N_{Ed} rappresenta il valore della forza di trazione di progetto, mentre N_{Rd} è la capacità resistente a trazione della membratura oggetto di verifica.

Nel caso di sezioni con presenza di fori per il passaggio di bulloni, occorre tenere conto dell'indebolimento della sezione e il valore resistente della sezione è il minore tra la resistenza plastica della sezione:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

E la resistenza a rottura della sezione netta, calcolata tenendo conto dell'effettiva presenza dei fori:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

In presenza di azioni sismiche, qualora il progetto preveda il rispetto della gerarchia delle resistenze e la preferenza dell'instaurarsi di fenomeni di rottura dissipativi, dovrà essere rispettata la seguente relazione:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

6.3.2 Resistenza a compressione delle membrature in acciaio

Nel caso di sezioni soggette a compressione assiale, occorre verificare il rispetto della seguente relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

Nella quale la resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd}$ viene determinata in base alle caratteristiche geometriche della sezione e del materiale. La classe della sezione influisce sulla capacità resistente, in quanto per sezioni snelle occorre fare riferimento alla sezione parzializzata.

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Ad eccezione del caso in cui i fori siano sovradimensionati o con presenza di asole maggiorate, non si tiene conto della loro presenza nella valutazione dell'area della sezione.

La verifica a compressione assiale assume importanza soprattutto nel caso di sezioni molto “tozze”, nei casi comuni la verifica a stabilità delle membrature compresse è più restrittiva.

6.3.3 Resistenza a flessione monoassiale delle membrature in acciaio

Il momento flettente di calcolo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

La resistenza di calcolo a flessione $M_{c,Rd}$ si deve valutare tenendo conto della presenza di eventuali fori per la realizzazione di unioni che possono essere presenti nella zona tesa. Anche nel calcolo della resistenza a flessione, occorre tenere conto della classe di appartenenza di ognuna delle sezioni da verificare, in quanto nelle sezioni “snelle” l'insorgere di fenomeni di instabilità locale, quali per esempio imbozzamenti, può ridurre sensibilmente la capacità resistente della sezione.

Per la valutazione della capacità resistente a flessione si utilizzano le seguenti relazioni:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;}$$

Per le sezioni snelle, il calcolo della capacità resistente dipende dalla sezione efficace, che si ottiene a partire dalla sezione lorda eliminando le aree che possibilmente potrebbero essere interessate da fenomeni di instabilità locale. Per la determinazione dell'area efficace di una sezione "snella", il procedimento è iterativo e dipende dalla distribuzione delle tensioni (quindi dalle sollecitazioni che interessano la sezione) e dal tipo di acciaio impiegato. Il procedimento è esposto in EN1993-1-5.

6.3.4 Resistenza a taglio delle membrature in acciaio

Una generica membratura risulta essere verificata nei confronti delle sollecitazioni di taglio se la seguente relazione è rispettata:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$$

In assenza di sollecitazioni di torsione, la capacità resistente a taglio deve essere valutata con la seguente formula:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

Nella quale A_v è l'area resistente a taglio, che in generale ed agendo a favore di sicurezza può essere considerata come l'area delle porzioni di sezione che risultano essere parallele alla direzione della sollecitazione di taglio. La normativa specifica come ricavare l'area resistente a taglio per le tipologie di profili più comuni:

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f;$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w t_w);$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f);$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b+h) \quad \text{quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,}$$

$$A_v = Ab/(b+h) \quad \text{quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi;$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

h_w è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

Nel caso di sezioni soggette sia a taglio che a torsione, la resistenza a taglio è ridotta per tenere conto anche dell'instaurarsi di tensioni tangenziali che sono dovute alla torsione. Per sezioni ad I o H la resistenza a taglio si ricava con la seguente relazione:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}}$$

Nella quale $\tau_{t,Ed}$ è la massima tensione tangenziale indotta dalla torsione uniforme. Per sezioni cave soggette a taglio e torsione, la capacità resistente a taglio si ricava con la seguente relazione:

$$V_{c,Rd,red} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{c,Rd}$$

6.3.5 Resistenza a taglio e flessione delle membrature in acciaio

Nel calcolo dei momenti resistenti, se presenti, occorre sempre tenere conto degli effetti dello sforzo assiale e dello sforzo di taglio. Per quanto concerne la presenza di sollecitazioni di taglio contestualmente a momenti flettenti, se la sollecitazione di taglio V_{Ed} risulta essere inferiore al 50% della resistenza a taglio $V_{c,Rd}$, allora la resistenza a taglio può essere ricavata con le relazioni relative alla flessione semplice o alla tenso/presso flessione. Nel caso in cui le sollecitazioni di taglio siano consistenti e superino quindi il valore limite del 50% della capacità resistente, occorre tenere conto dell'interazione tra flessione e taglio adottando una tensione di snervamento ridotta $f_{y,red} = (1-\rho)f_{yk}$ dove il fattore di riduzione ρ è ricavato con la seguente relazione:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

La verifica a flessione deve quindi essere eseguita assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $f_{y,red}$. Per le sezioni di classe 1 o 2 ad I o H la resistenza a flessione retta, nell'ipotesi di taglio agente maggiore della metà della capacità resistente a taglio, può essere ricavata direttamente con la seguente relazione:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

6.3.6 Resistenza a flessione e sollecitazioni assiali delle membrature in acciaio

Per sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a tenso/presso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

Nel caso in cui, sempre per sezioni ad I o H doppiamente simmetriche ed in classe 1 o 2, la sollecitazione flessionale avvenga nel piano delle ali, la resistenza a flessione può essere valutata con la seguente relazione:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a,$$

$$\text{o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a,$$

Essendo $M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima e $M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico nel piano delle ali.

I termini a e n sono ricavati con le seguenti relazioni:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$$

Nelle quali A è l'area lorda della sezione, b la larghezza delle ali e t_f è lo spessore delle ali.

Nel caso di impiego di sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia inferiore al momento plastico della membratura valutato nell'ipotesi di semplice flessione retta, tale valore di momento resistente deve poi essere ridotto per l'effetto dello sforzo assiale di progetto, ottenendo in questo modo $M_{N,y,Rd}$.

6.3.7 Resistenza tenso/presso flessionale delle membrature in acciaio

Qualora una sezione in acciaio di classe 1 o 2, con forma ad I o H e sezione doppiamente simmetrica, sia soggetta a sollecitazioni assiali e flessionali lungo i due assi di flessione principale, la condizione di resistenza può essere valutata con la seguente relazione:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1,$$

Tale relazione deve essere impiegata ogni qualvolta il valore di n , definito nel precedente paragrafo, sia superiore o uguale a 0.2. Nel caso in cui $n < 0.2$, e comunque sempre per sezioni generiche ma di classe 1 o 2, la verifica può essere condotta tenendo solamente conto delle sollecitazioni flessionali:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

Nel caso di sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica nei confronti delle sollecitazioni tenso/presso flessionali o biassiali può essere condotta in termini tensionali impiegando le procedure tipiche dell'analisi elastica. In questo caso occorre tenere conto della possibile presenza di fori.

Per le sezioni snelle di classe 4, le verifiche in caso di sollecitazioni assiali e flessionali devono tenere esclusivamente conto della resistenza elastica della sezione, pertanto anche in questo caso deve essere eseguita una verifica di tipo tensionale considerando sempre le reali condizioni geometriche della sezione (presenza di fori) e facendo sempre riferimento alle caratteristiche geometriche efficaci.

6.3.8 Resistenza delle membrature in acciaio soggette a flessione, taglio e sforzi assiali

Nella valutazione della resistenza flessionale di una sezione, qualora su di essa ci siano anche sollecitazioni di taglio ed assiali, occorre innanzitutto valutare l'entità della sollecitazione di taglio in relazione alla capacità resistente a taglio. Se il taglio agente V_{Ed} è inferiore al 50% della capacità resistente $V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione della sezione può essere ricavata con le formule viste precedentemente ed inerenti sollecitazioni di tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di taglio supera il 50% della capacità resistente, allora è necessario assumere una tensione di snervamento ridotta nell'anima per tenere conto dei fenomeni di interazione tra flessione e taglio. Al fine di ridurre la capacità portante flessionale di una sezione per tenere conto dell'interazione taglio-flessione, le relazioni da adottare sono quelle già illustrate nel paragrafo 1.11.3.5. Per sezioni di classe 3 e 4 occorre sempre fare riferimento alla resistenza elastica, si ricorda che per le sezioni snelle le caratteristiche geometriche da adottare sono quelle efficaci.

6.3.9 Stabilità delle membrature compresse

Qualora un'asta in acciaio risulti essere sollecitata con forze assiali di compressione, occorre procedere con la verifica della stabilità all'equilibrio elastico di tale elemento. La verifica è condotta nell'ipotesi che la membratura sia uniformemente compressa e si esplica con la seguente relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,$$

Nella quale N_{Ed} è la sollecitazione assiale agente di compressione, mentre $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità dell'asta compressa. Tale valore di resistenza dipende fortemente dalla classificazione della sezione, e si ricava dalle seguenti relazioni:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Nelle quali i coefficienti χ , detti anche fattore di riduzione, dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato e si ricavano tramite la valutazione della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ che è ricavabile dalla seguente formula:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Noto il valore della snellezza adimensionale, si ricava nella tabella 4.2.IV il fattore α di imperfezione, il fattore ϕ con la seguente relazione:

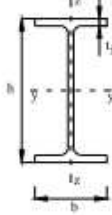
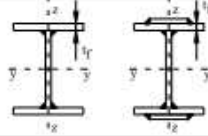
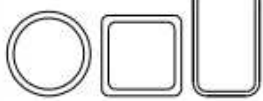
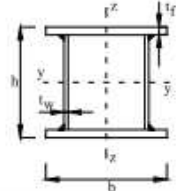
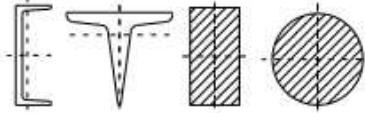

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Ed è quindi possibile ricavare il fattore riduttivo χ :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

Il fattore di imperfezione α e quindi il fattore di riduzione χ dipendono dalle curve di stabilità, le quali a loro volta sono correlate al tipo di sezione, all'asse di sollecitazione, allo spessore degli elementi che compongono una sezione e all'acciaio impiegato. La scelta della curva di stabilità da adottate può essere adottata con l'ausilio della tabella 4.2.VI.

Tabella 4.2.VI Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi.

Sezione trasversale	Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	a	a ₀	
			b	a ₀	
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b	a	
			c	a	
$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	b	a		
		c	a		
Sezioni ad I saldate 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b	b	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c	c	
Sezioni cave 	Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀	
	Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scotolari saldate 	In generale	qualunque	b	b	
	saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T 		qualunque	c	c	
Sezioni ad L 		qualunque	b	b	
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

6.3.10 Stabilità delle membrature inflesse

Nel caso in cui una trave con sezione a I o H sia inflessa nel piano dell'anima, con la piattabanda in compressione non sufficientemente vincolata lateralmente nel riguardo dei possibili fenomeni di svergolamento, si rende necessario effettuare la verifica a inabilità flessio torsionale.

La verifica può essere effettuata mediante l'impiego della seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,$$

Nella quale M_{Ed} è il momento flettente agente di calcolo, mentre $M_{b,Rd}$ è il momento resistente per il fenomeno dell'instabilità. Quest'ultimo valore può essere assunto come:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}},$$

Nella precedente formula, il modulo resistente W_y deve essere assunto come il modulo plastico $W_{pl,y}$ per le sezioni di classe 1 o 2, come modulo resistente elastico $W_{el,y}$ per le sezioni di classe 3 e come modulo

efficace $W_{eff,y}$ per le sezioni di classe 4. Il fattore di riduzione χ_{LT} dipende dal tipo di sezione oggetto di verifica e può essere ricavato con la seguente relazione:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{\phi} \end{cases}$$

Nella quale:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

Nelle precedenti relazioni compare il coefficiente di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT}$ che può essere ricavato con la seguente formula:

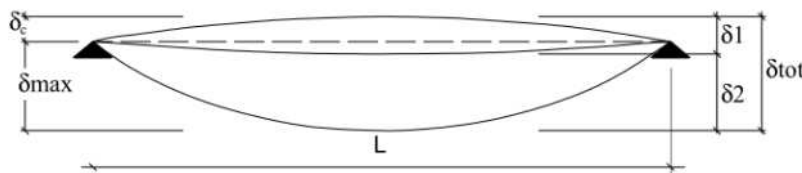
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

Nella quale M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione come se fosse lorda ed i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma del momento flettente uniforme. La valutazione del momento critico elastico rappresenta il passaggio più delicato per la verifica all'equilibrio elastico di una membratura in acciaio inflessa. Le NTC non indicano alcuna formulazione per la sua valutazione, mentre la più recente versione dell'Eurocodice 3 (2005) sottolinea come il valore del momento critico debba essere calcolato tenendo conto della sua dipendenza dalla reale condizione di carico, dalla forma del momento flettente e dalle caratteristiche di eventuali ritegni laterali. L'Eurocodice 3, versione 2005, stabilisce anche che il momento critico deve essere valutato tenendo conto della sezione lorda del profilo oggetto di verifica. Oltre a queste indicazioni non viene data alcuna informazione circa la valutazione del momento critico. A tal fine è possibile fare riferimento a formule presenti in letteratura, quali per esempio la formula di Prandtl-Michell (valida per casi elementari) o le relazioni fornite da Timoshenko, che tengono conto dei parametri indicati dall'Eurocodice 3. In alternativa è possibile fare riferimento anche alla precedente versione dell'eurocodice 3, EN1993-1-1, nella quale all'interno dell'appendice F è indicata una formula per la valutazione del momento critico che tiene anch'essa conto dei parametri indicati dalla nuova versione dell'Eurocodice. Infine si può sottolineare come sia anche possibile impiegare, per la valutazione del momento critico, programmi di calcolo di comprovata validità, i cui risultati devono comunque sempre essere comparati con quanto proposto dalla teoria. Tra questi programmi trova largo impiego LTBeam, sviluppato dal CTICM (centre technique industriel de la construction metallique).

6.3.11 Limitazione in esercizio degli spostamenti (verifiche SLE in termini di deformabilità)

Per quanto riguarda le deflessioni nella direzione verticale, il valore totale degli spostamenti viene ricavato con la seguente relazione:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 \quad ($$



Tale relazione tiene conto della monta iniziale e delle componenti di deflessione dovute alle differenti tipologie di carico che interessano l'elemento strutturale in analisi. Nel caso di solai, coperture o semplici travi i valori limite di deflessione sono espressi in relazione alla luce netta degli elementi e riferiti ai valori di

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

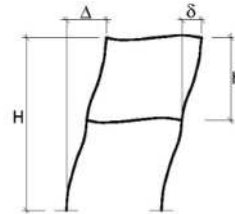
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Riguardo la limitazione ed il controllo degli spostamenti orizzontali, essi (calcolati in riferimento alle combinazioni caratteristiche delle azioni) devono essere limitati ad una frazione relativa all'altezza della struttura o delle colonne che compongono il telaio, tale frazione deve essere valutata in relazione agli effetti di tali spostamenti sulla struttura e sulle implicazioni che essi possono apportare al confort. In assenza di più accurate valutazioni, i valori limite nei riguardi degli spostamenti laterali possono essere ricavati dalla seguente tabella:

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.



6.3.12 Verifiche delle unioni bullonate

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni o dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento, può essere ricavata tramite la seguente relazione:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.}$$

Il termine A_{res} è relativo all'area resistente della vite, e fa riferimento al caso usuale di quando il piano di taglio interessa porzioni di gambo filettate. Quando il piano di taglio interessa invece porzioni non filettate, la relazione da assumere è la seguente:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,}$$

Nelle unioni bullonate, la crisi dell'unione può anche avvenire senza interessare la resistenza a taglio del bullone o del chiodo ma incentrandosi sulla resistenza del piatto di supporto, che può portare al cedimento dell'unione tramite l'insorgere del fenomeno del rifollamento. Per il calcolo della resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ si può assumere la seguente relazione:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2},$$

Nella quale d è il diametro nominale del gambo del bullone e t è lo spessore della piastra di riferimento, mentre la resistenza a rottura f_{tk} fa riferimento al materiale costituente la piastra. I coefficienti α e k fanno riferimento alle caratteristiche geometriche dell'unione:

$$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \} \text{ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,}$$

$$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \} \text{ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,}$$

$$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \} \text{ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,}$$

$$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \} \text{ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,}$$

Per la legenda dei simboli impiegati, si può fare riferimento alla figura 4.2.3 delle NTC.

Nel caso in cui gli elementi di una connessione bullonata siano soggetti a trazione, per la verifica si può fare riferimento alla seguente relazione:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni;}$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{tr} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.}$$

Qualora un'unione bullonata sia soggetta a trazione, si renda anche necessaria la verifica a punzonamento della piastra di base:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2};$$

Nella quale d_m è il valore minimo tra il diametro del dado ed il diametro della testa del bullone, mentre la tensione di rottura f_{tk} e lo spessore t fanno riferimento alle caratteristiche del piatto.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio, ai fini delle verifiche si può adottare il seguente dominio di resistenza:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,$$

Qualora si impieghino bulloni ad alta resistenza e la resistenza a taglio dei bulloni venga totalmente affidata alla resistenza a scorrimento dovuta al serraggio del bullone, la resistenza allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone precaricato può essere assunta come:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}.$$

Dove n è il numero delle superfici ad attrito, μ è il coefficiente d'attrito (il cui valore dipende anche dalla presenza di eventuali trattamenti sulla superficie dell'unione) e $F_{p,c}$ è la forza di pre-carico del bullone che, nel caso di tiraggio controllato, può assumersi nella forma $0,7 \cdot f_{t,b} \cdot A_{res}$.

Nel caso di bulloni ad attrito soggetti a taglio, nel quale è anche presente uno sforzo di trazione, la presenza di quest'ultimo riduce la resistenza a scorrimento indotta dall'attrito. In tal caso per la valutazione della resistenza a scorrimento si può assumere la seguente relazione:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}.$$

6.3.13 Verifiche delle unioni saldate

Nelle condizioni di calcolo allo SLU, in accordo con la teoria della plasticità, le azioni di calcolo possono essere considerate distribuite uniformemente sulle sezioni di gola, nel rispetto delle condizioni di equilibrio. Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere ai fini delle verifiche il seguente dominio di resistenza:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}),$$

Nel quale f_{tk} è la resistenza a rottura più debole tra i materiali collegati e β è un coefficiente che dipende dal tipo di acciaio dei materiali collegati, per l'acciaio S275 è pari a 0.85 mentre per l'acciaio S355 è uguale a 0.9. In alternativa può anche essere adottato il metodo semplificato, che tiene conto delle dimensioni della sezione di gola a ma è indipendente dall'orientamento di quest'ultima:

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1,$$

Nella quale $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per l'unità di lunghezza e $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza, valutata con la seguente relazione:

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}).$$

A differenza dell'Eurocodice 3, le NTC2018 permettono anche di verificare un cordone di saldatura ad angolo applicando il metodo semplificato della sezione di gola ribaltata. Tale metodo si basa sul ribaltamento della sezione di gola, considerata nella sua posizione effettiva, su uno dei piani che con essa formano un angolo di 45°. Il vantaggio di tale metodo è connesso ad una maggiore semplicità nel calcolo delle tensioni, in quanto i piani sul quale avviene il ribaltamento della sezione di gola vengono assunti per semplicità paralleli o normali alle direzioni lungo le quali agiscono le sollecitazioni. Ricavate le tensioni sui piani ribaltati, le verifiche di tipo tensionale si effettuano con l'impiego delle seguenti formule:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk},$$

I coefficienti β_1 e β_2 sono ricavabili dalla seguente tabella:

Tab. 4.2.XIX - Valori dei coefficienti β_1 e β_2

	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

7) ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CALCOLO

7.1 CASI DI CARICO CONSIDERATI NELL'ANALISI STRUTTURALE DAL SOFTWARE

Nell'analisi strutturale oggetto del presente documento sono stati impiegati i seguenti casi di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	DEAD	Peso proprio elementi strutturali
2	Gk	DL1 GENERICI	Carichi permanenti generici
3	Gk	DL1 COP	Carichi permanenti copertura
4	Qk	LL1 GENERICI	Carichi accidentali generici
5	Qk	NEVE	Carico neve
6	Qk	VENTO X	Carico vento spirante in direzione X
7	Qk	VENTO Y	Carico vento spirante in direzione Y
8	Qk	VENTO Z	Carico vento spirante in direzione Z
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	Azione sismica SLV direzione X eccentricità accidentale +5%
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	Azione sismica SLV direzione X eccentricità accidentale -5%
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	Azione sismica SLV direzione Y eccentricità accidentale +5%
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	Azione sismica SLV direzione Y eccentricità accidentale -5%
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	Azione sismica SLD direzione X eccentricità accidentale +5%
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	Azione sismica SLD direzione X eccentricità accidentale -5%
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	Azione sismica SLD direzione Y eccentricità accidentale +5%
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	Azione sismica SLD direzione Y eccentricità accidentale -5%

La numerazione dei casi di carico presente nella precedente tabella è di riferimento per la tabella delle combinazioni dei carichi presente in successivo paragrafo.

Tenuto conto che le nuove componenti strutturali a sostegno della nuova porzione di copertura si trovano in posizione protetta dall'azione del vento (grazie alla presenza del muro di sostegno, dell'abitazione e all'inclinazione del suolo) il carico vento è stato omesso.

7.2 ANALISI DEI CARICHI

7.2.1 Caso di carico: DEAD

Il peso proprio degli elementi strutturali viene automaticamente tenuto in conto dal software. Si precisa che, come precedentemente descritto, per l'acciaio si considera un peso specifico di 78,5 kN/m³.

7.2.2 Carichi permanenti

Per quanto concerne la terrazza di nuova realizzazione, sono stati assunti i seguenti carichi:

++CARICO PERMANENTE COPERTURA++

-MANTO IN LOSE DI PIETRA: 1.9 kN/mq

-TAVOLATO E LISTELLI A SOSTEGNO DEL MANTO: 0.25 kN/mq

TOT DL1 COPERTURA: 2.15 kN/mq

++CARICO PERMANENTE PLATEA++

-MASSETTO E PAVIMENTAZIONE IN PIETRA: 1,70 kN/mq

++INCIDENZA BLOCCO FORNO SU PLATEA++

- 35 kN/mq

7.2.3 Carichi variabili

La struttura è sita ad una quota di circa 890 mslm

**Carichi accidentali di piano **

la presenza fissa del forno è stata considerata ostacolo fisso al pari di altri ostacoli fissi individuabili in ristoranti o aule scolastiche. Ne consegue che, per i carichi accidentali gravanti sulla platea, è stata considerata la categoria C1 ex tab 3.1. II NTC2018

-carico accidentale su platea - categoria C1: 3.00 kN/mq

****Carico neve****

Quota: 890 mslm

Zona Neve = I Alpina

Periodo di ritorno, $Tr = 50$ anniCtr = 1 per $Tr = 50$ anni

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo = $qsk Ce Ctr = 3.47$ kN/mqCopertura a due falde:Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 25.0^\circ$ $\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 2.77$ kN/mqAngolo di inclinazione della falda $\alpha_2 = 25.0^\circ$ $\mu_1(\alpha_2) = 0.80 \Rightarrow Q_2 = 2.77$ kN/mq

IL CARICO NEVE IN COPERTURA E' STATO ARROTONDATO A 2,80 kN/mq

****Carico vento****

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25$ m/s (Tab. 3.3.I)Altitudine base della zona, $A_o = 1000$ m (Tab. 3.3.I)Altitudine del sito, $A_s = 890$ mVelocità di riferimento, $V_b = 25.00$ m/s ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)Periodo di ritorno, $Tr = 50$ anniCr = 1 per $Tr = 50$ anniVelocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b Cr = 25.00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: C

[Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra oltre 750 m di altitudine

($K_r = 0.22$; $Z_o = 0.30$ m; $Z_{min} = 8$ m)Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 0.39$ kN/mqCoefficiente di forma, $C_p = 1.00$ Coefficiente dinamico, $C_d = 1.00$ Coefficiente di esposizione, $C_e = 1.63$ Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1.00$ Altezza dell'edificio, $h = 6.50$ m**Pressione del vento, $p = q_b Ce Cp Cd = 0.64$ kN/mq****7.2.4 Azione sismica**

Di seguito i dettagli circa la definizione degli spettri di progetto.

PARAMETRI SISMICI DEL SITO IN OGGETTO

Coordinate del sito	Lon: 7.750525 Lat: 44.275255
Vita nominale V_N	50 anni
Zona sismica	3
Categoria del suolo di fondazione	B
Categoria topografica	T2
Tipo di analisi effettuata	Lineare dinamica
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso	1
Periodo di riferimento	50
Comportamento strutturale in campo sismico e classe duttilità	Struttura non dissipativa
Fattore di comportamento	$q=1.5$

Seguono le principali caratteristiche degli spettri:

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.1	0.030	2.476	0.194
SLD	63.0	50.3	0.039	2.543	0.210
SLV	10.0	474.6	0.094	2.554	0.296
SLC	5.0	974.8	0.119	2.589	0.316

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
2	1.30	1.30	1.30	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
3	1.30	1.30	1.30	1.50	0.75	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
4	1.30	1.30	1.30	1.05	1.50	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
5	1.30	1.30	1.30	1.05	0.75	1.50	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
6	1.30	1.30	1.30	1.05	0.75	0.90	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
7	0.90	0.90	0.90	0.0	0.0	0.90	0.90	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
8	0.90	0.90	0.90	0.0	0.0	0.90	0.90	-1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
10	1.80	1.00	1.80	0.70	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
11	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
12	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
13	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
14	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
15	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
16	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
17	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
18	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
19	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
20	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
21	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
22	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
23	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
24	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
25	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
26	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
27	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
28	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
29	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
30	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												

31	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
32	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
33	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
34	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
35	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
36	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
37	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
38	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
39	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
40	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
41	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
42	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
43	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
44	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	-0.30	0.0												
45	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.30	0.0												
46	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	-0.30	0.0												
47	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.30	0.0												
48	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.0	-0.30												
49	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.0	0.30												
50	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	-0.30												
51	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.30												
52	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	-0.30	0.0												
53	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.30	0.0												
54	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	-0.30	0.0												
55	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.30	0.0												
56	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	-0.30												
57	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	0.30												
58	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	-0.30												
59	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.30												
60	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	-1.00	0.0												
61	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	1.00	0.0												
62	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	-1.00	0.0												
63	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	1.00	0.0												
64	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	-1.00	0.0												
65	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	1.00	0.0												
66	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	-1.00	0.0												
67	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	1.00	0.0												
68	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	0.0	-1.00												
69	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	0.0	1.00												
70	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0

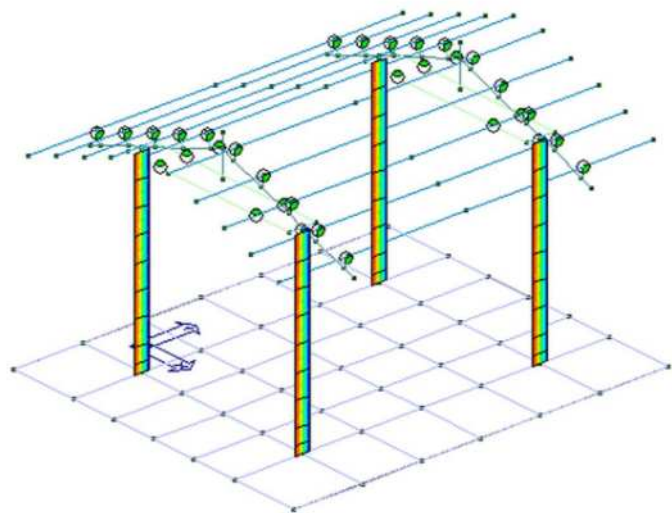
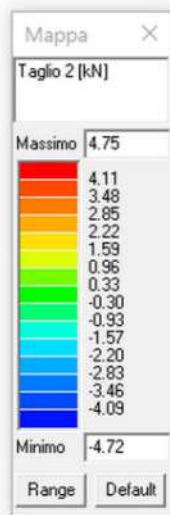
	0.0	-1.00												
71	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	0.0	1.00												
72	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	-1.00												
73	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	1.00												
74	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	-1.00												
75	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	1.00												

8) RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE

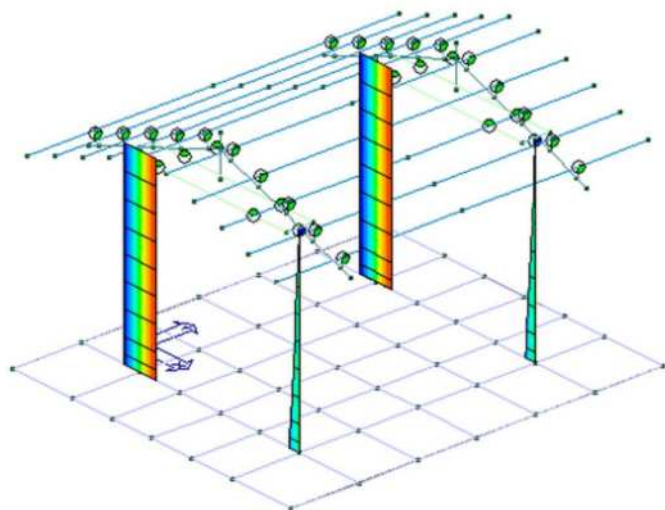
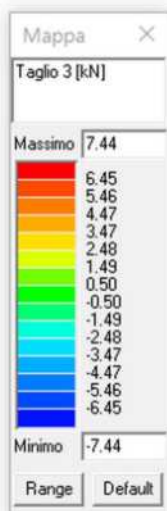
8.1 INVILUPPI DELLE CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

Si riporta l'andamento degli inviluppi delle caratteristiche delle sollecitazioni, valutati tenendo conto delle combinazioni dei carichi sia SLU che SLV.

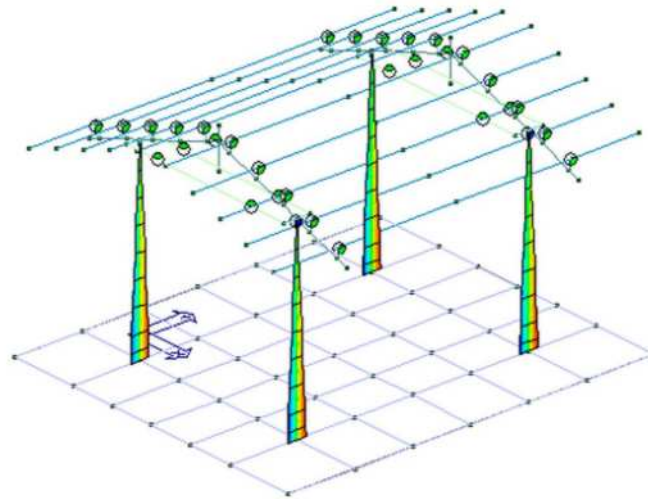
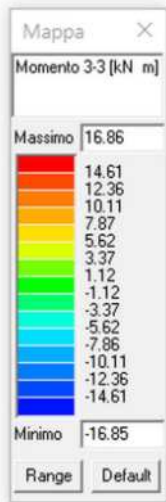
8.1.1) Inviluppi sollecitazioni elementi in carpenteria



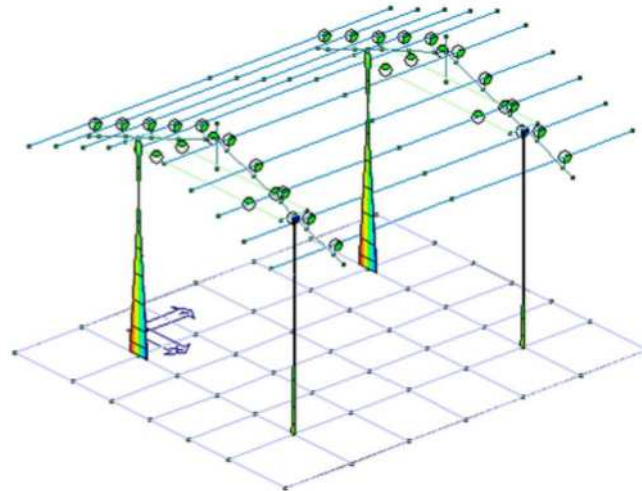
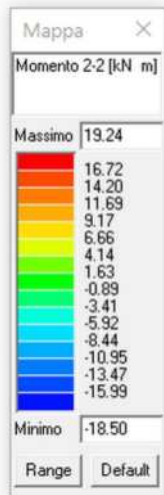
Inviluppo degli sforzi di taglio V22



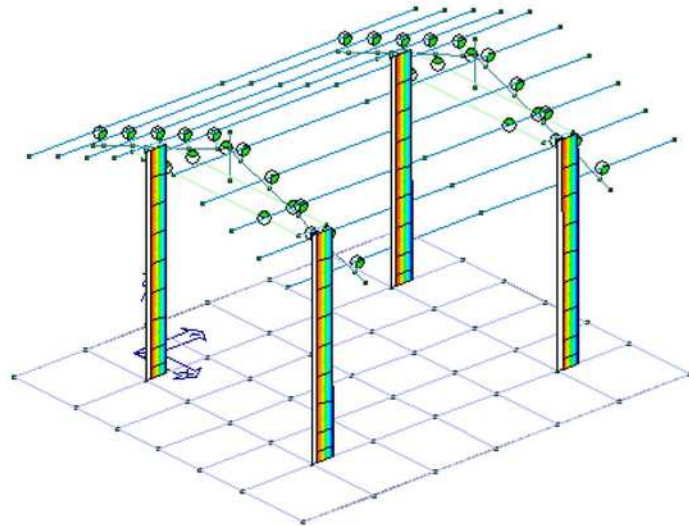
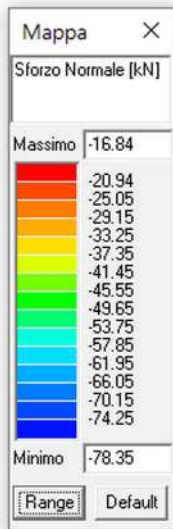
Inviluppo degli sforzi di taglio V33



Inviluppo delle sollecitazioni flettenti M33

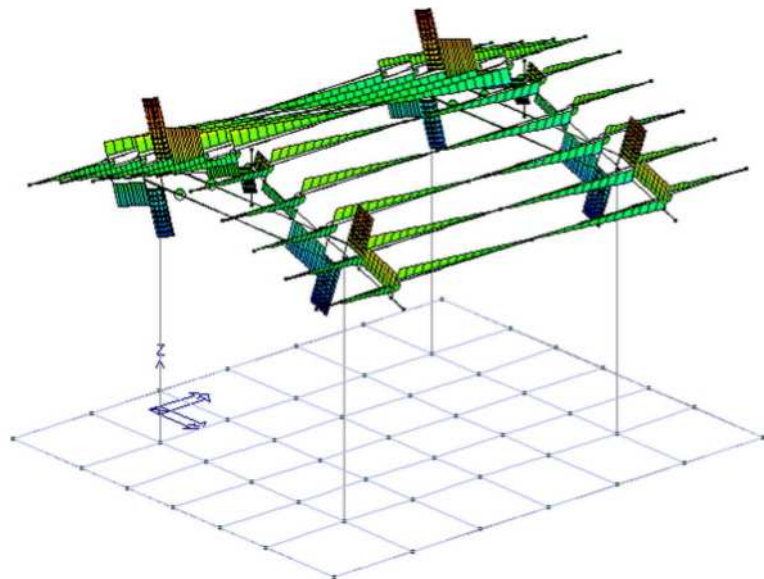
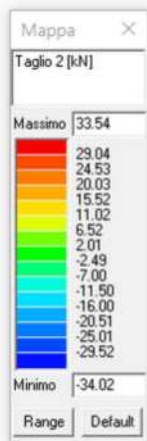


Inviluppo delle sollecitazioni flettenti M22

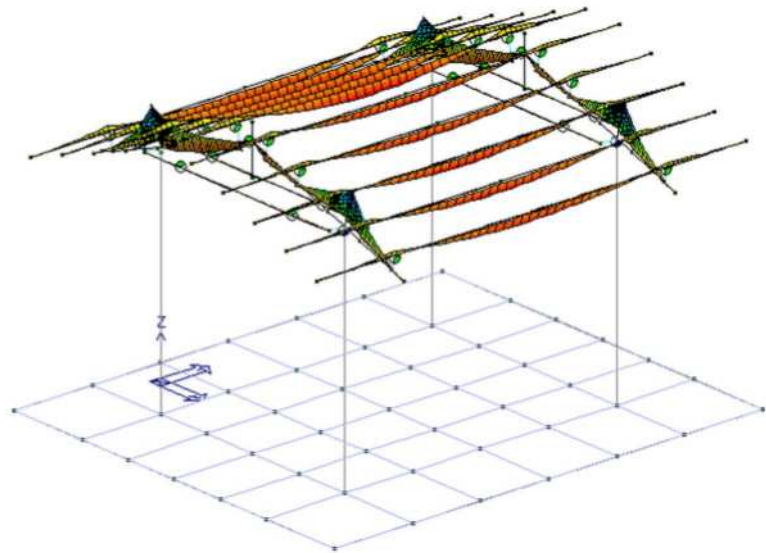
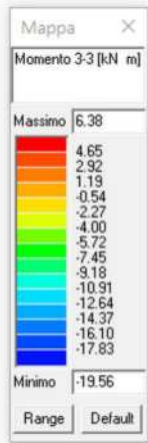


Inviluppo delle sollecitazioni assiali

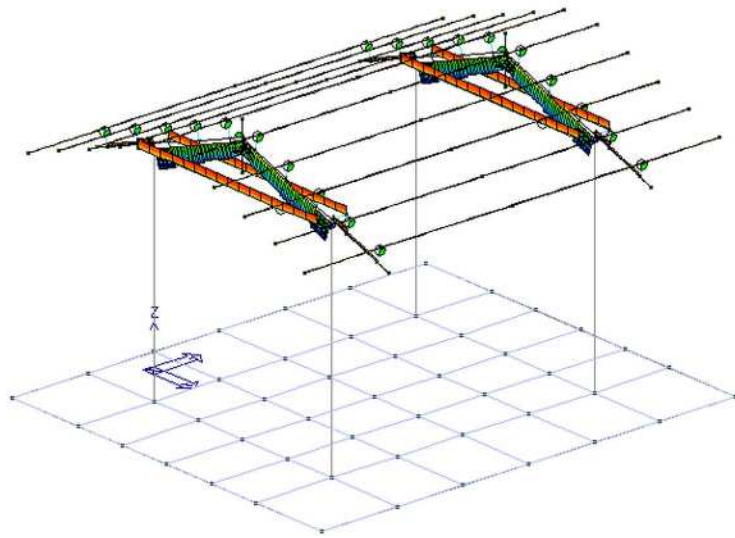
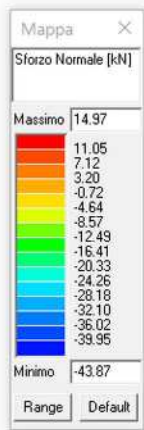
8.1.2) Inviluppi sollecitazioni travi copertura in legno



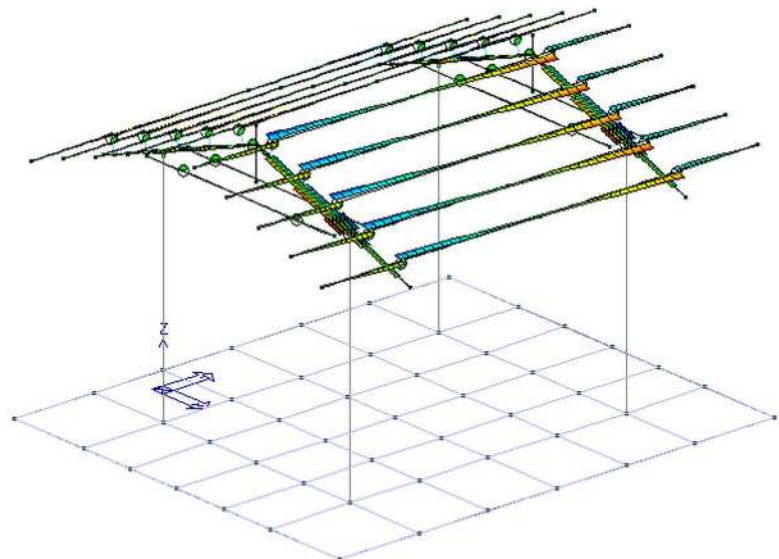
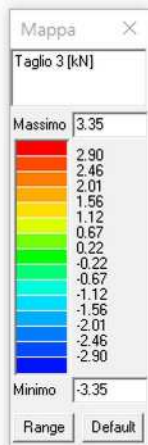
Inviluppo degli sforzi di taglio V22



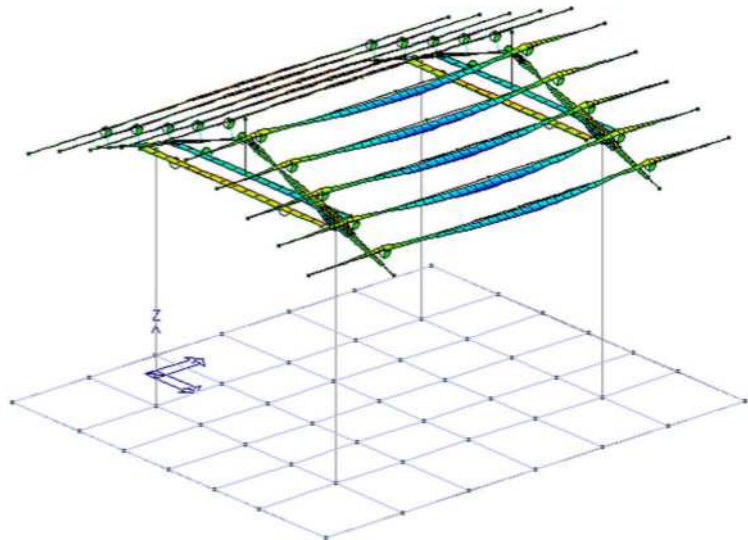
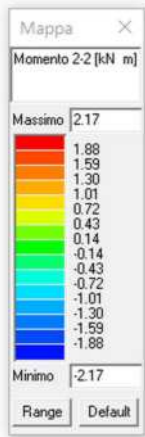
Inviluppo delle sollecitazioni flettenti M33



Inviluppo delle sollecitazioni assiali

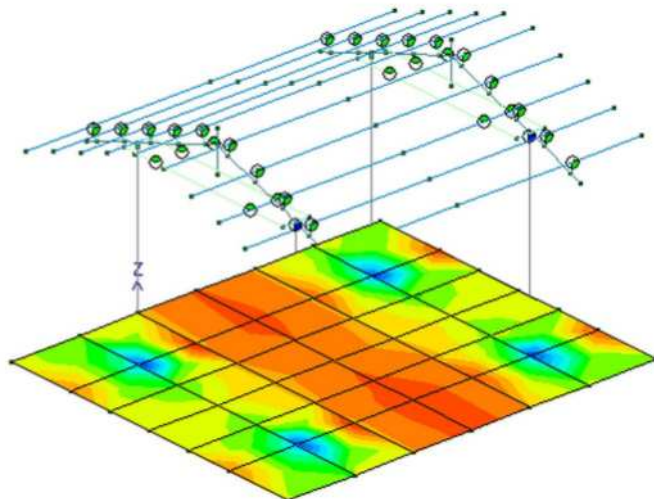
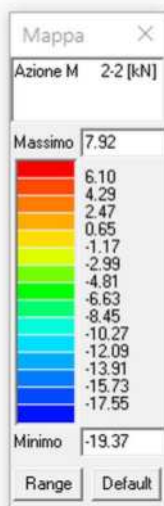


Inviluppo degli sforzi di taglio V33

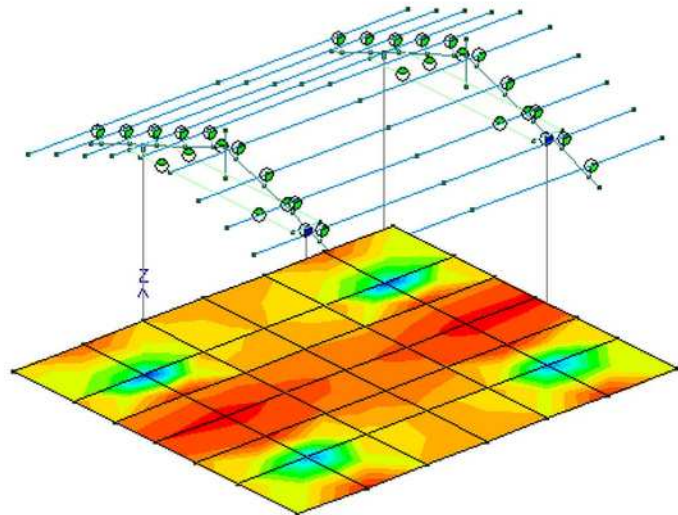
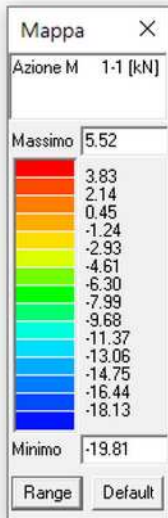


Inviluppo delle sollecitazioni flettenti M22

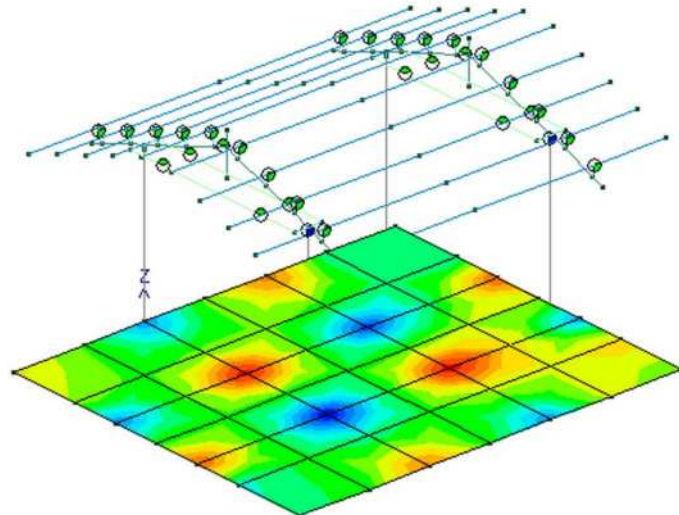
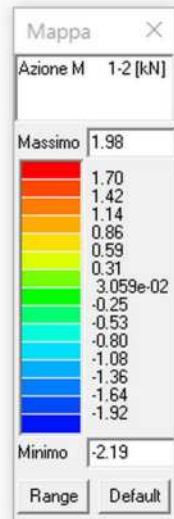
8.1.3) Inviluppi sollecitazioni platea di fondazione



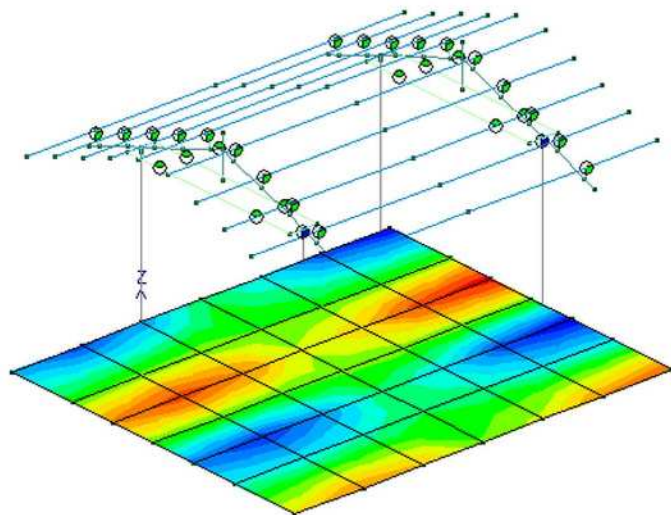
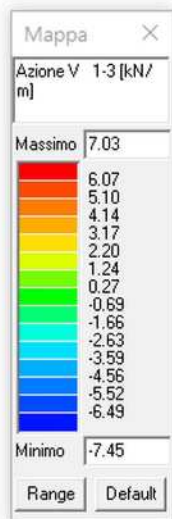
Inviluppo sollecitazioni flettenti M22



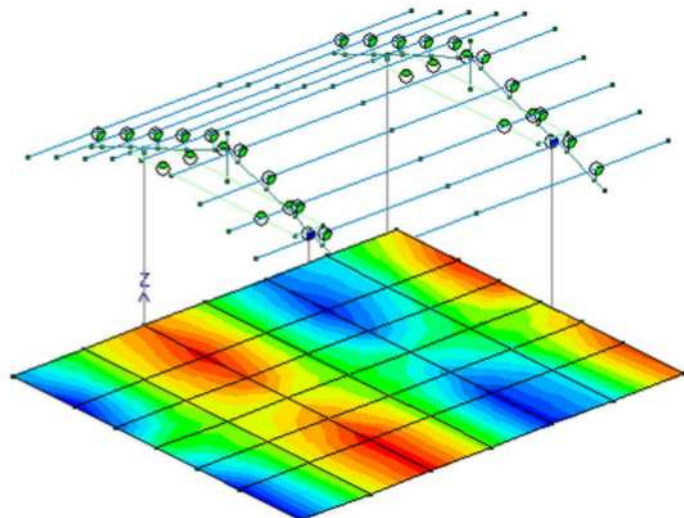
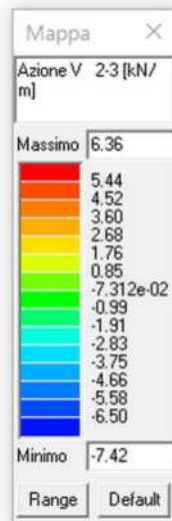
Inviluppo sollecitazioni flettenti M11



Inviluppo sollecitazioni flettenti miste M12



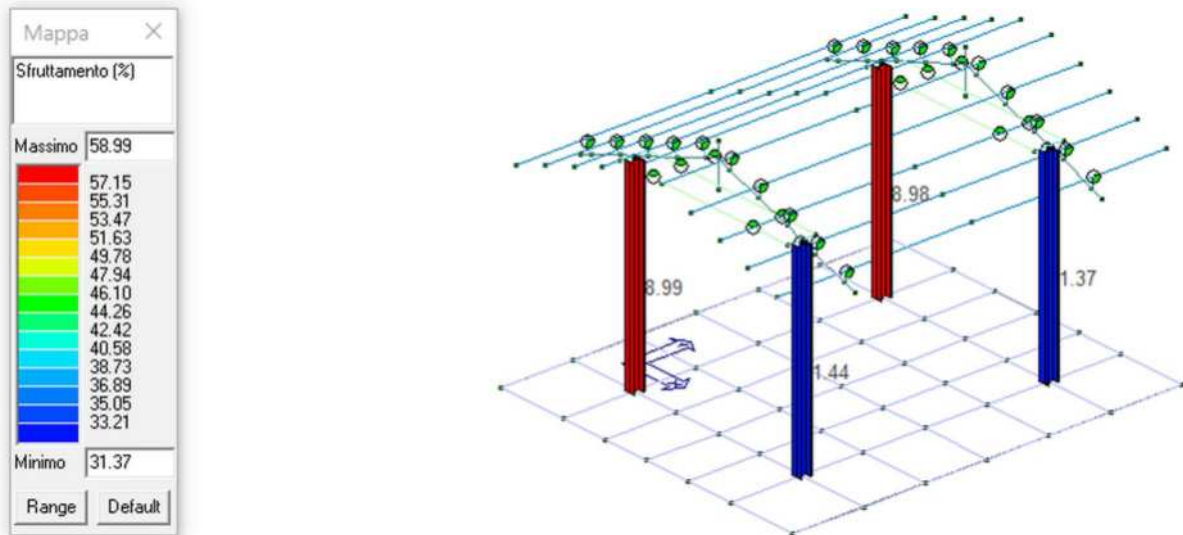
Inviluppo sollecitazioni di taglio V13



Inviluppo sollecitazioni di taglio V23

8.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI – ELEMENTI IN CARPENTERIA

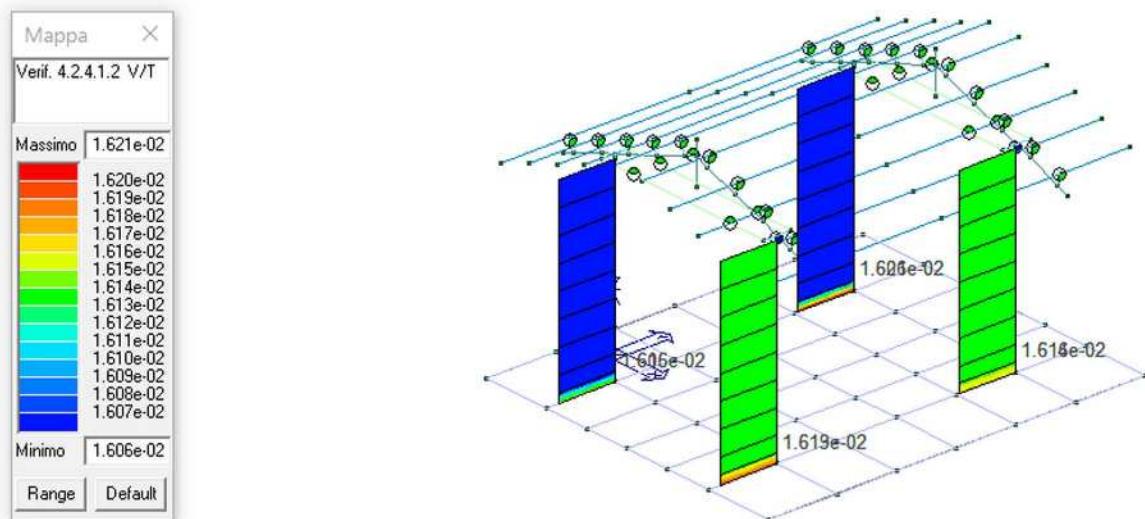
Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche in termini di resistenza allo SLU e SLV. La prima immagine rappresenta l'indice di sfruttamento di ciascun elemento (contour plot dell'indice di sfruttamento dei profili con legenda cromatica). In altri termini per ciascun elemento viene indicato l'inviluppo dei rapporti domanda/capacità in relazione a tutte le verifiche effettuate e tutte le combinazioni dei carichi definite.



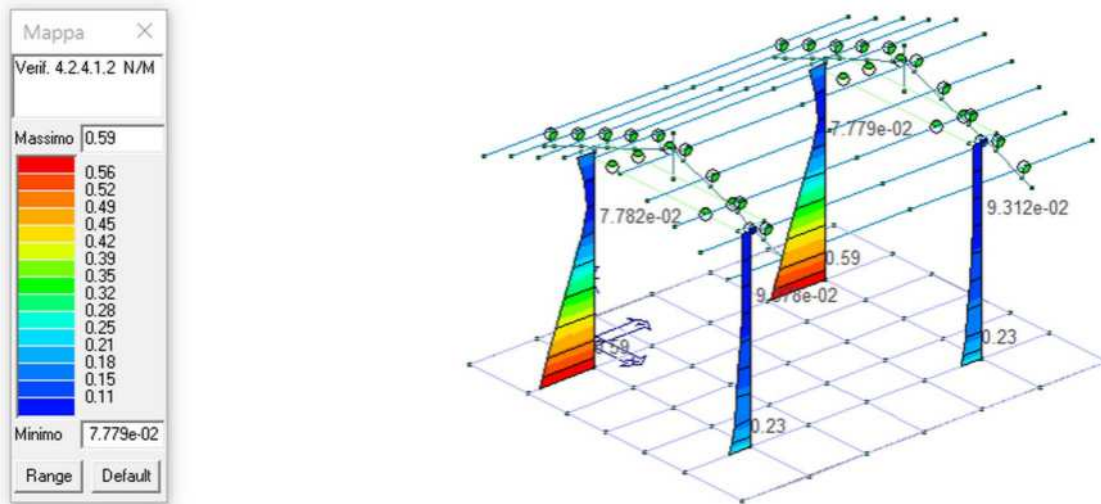
E' possibile asserire come, consultando anche la legenda, tutti gli elementi risultano verificati.

Di seguito, vengono riportati per completezza i dettagli di alcune verifiche specifiche tipiche delle membrature in acciaio. Nel dettaglio, al fine di rendere agevole ed immediata la lettura dei risultati, essi sono espressi mediante l'impiego di contour plot con relative legende cromatiche. Tali contour plot, per ciascuna verifica, illustrano il rapporto tra domanda e capacità di progetto denominato "tasso di lavoro" o "livello di sfruttamento". Le verifiche risultano quindi verificate se i valori del tasso di lavoro risultano inferiori o al massimo uguali all'unità. In legenda è anche presente il relativo paragrafo delle NTC2018 di riferimento per ciascuna verifica.

Di seguito viene riportato il tasso di lavoro degli elementi nei riguardi della verifica a taglio:

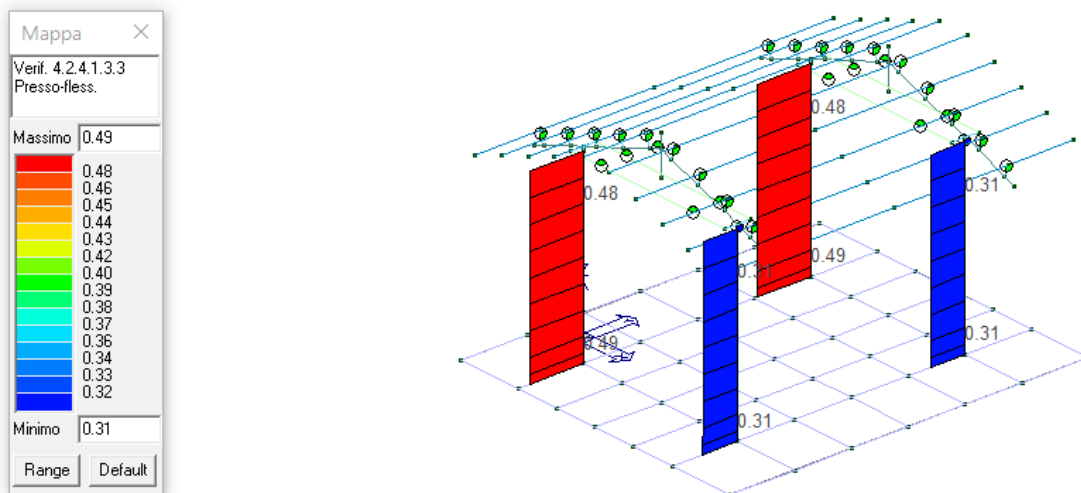


Tutti gli elementi risultano verificati a taglio. Si riporta in seguito il dettaglio della verifica a presso-flessione di ciascuna membratura:



Anche nei riguardi della presso-flessione gli elementi risultano verificati in quanto i massimi tassi di lavoro sono inferiori o al massimo uguali all'unità.

Infine, si riporta il contour plot per quanto concerne la verifica nei riguardi della stabilità assiale delle colonne per effetto delle sollecitazioni assiali e flessionali.

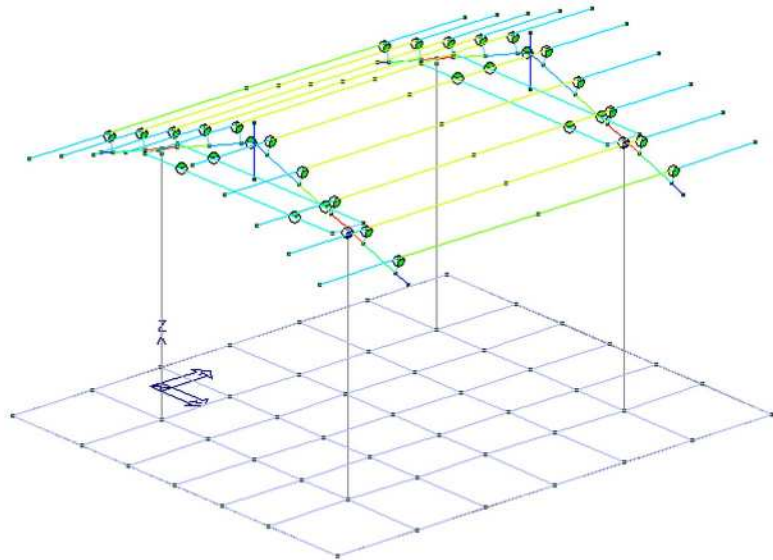
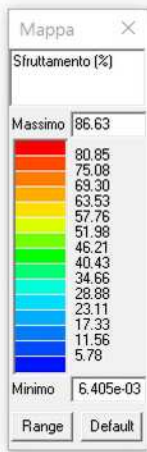


La verifica nei riguardi dell'instabilità è anche rispettata.

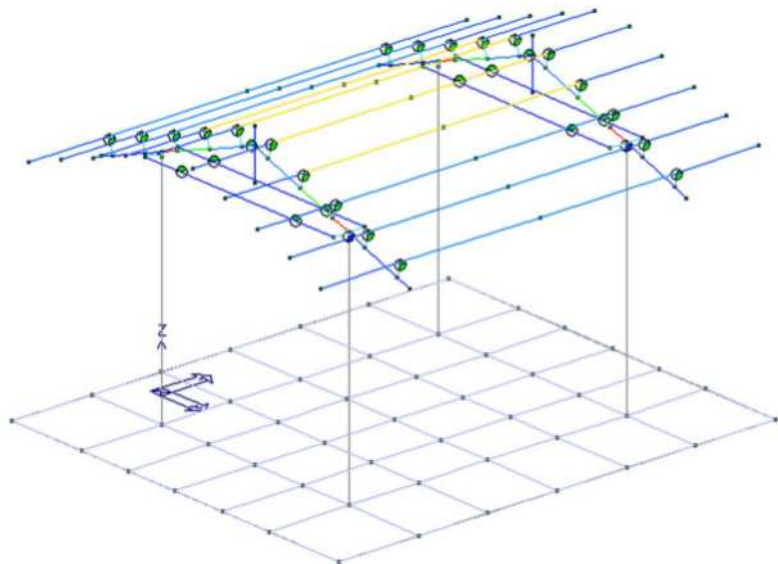
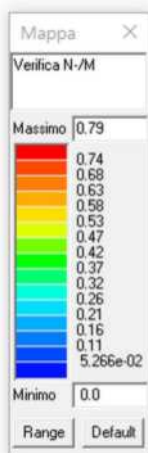
8.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI – ELEMENTI IN LEGNO

In analogia con quanto illustrato per le verifiche degli elementi in carpenteria metallica, i risultati delle verifiche a SLU e SLV sugli elementi in legno vengono illustrati in forma grafica, mediante l'ausilio di contour plot e relativa legenda cromatica. Inizialmente si riporta il contour plot dell'indice di sfruttamento, che altro non risulta essere che l'involuppo dei rapporti domanda/capacità tra tutte le verifiche considerate (espresso in %).

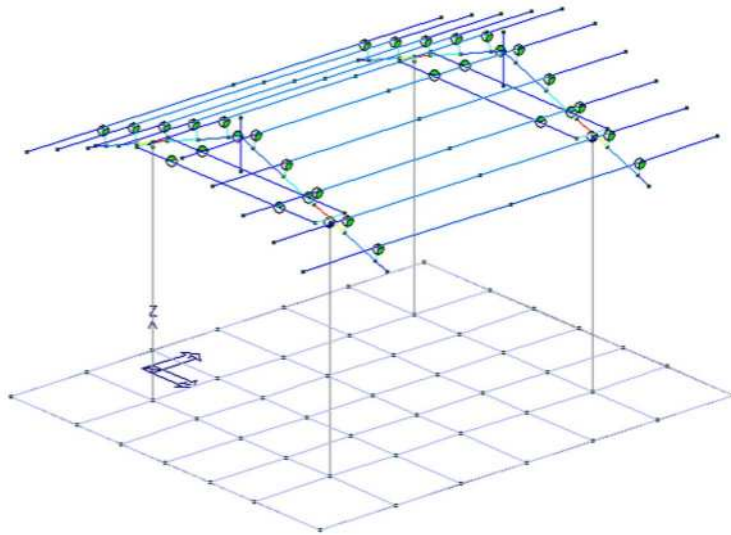
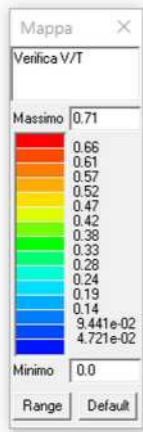
A favore di sicurezza, trattandosi di tettoia aperta, le verifiche strutturali delle membrature in legno sono state condotte considerando la classe di servizio 3.



Tutte le verifiche risultano soddisfatte. A titolo d'esempio, si riporta il dettaglio del contour plot della verifica a presso-flessione:



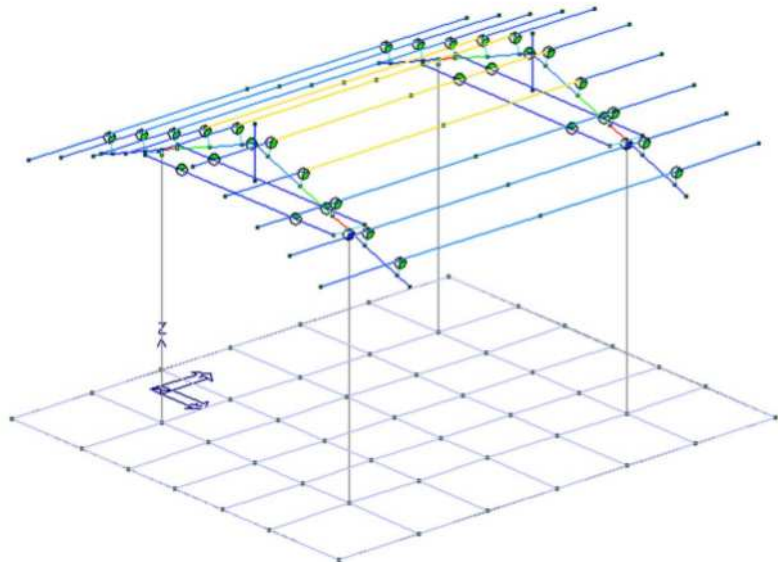
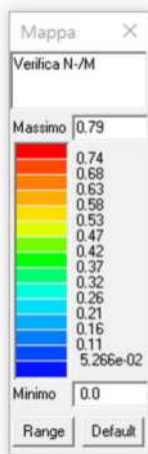
Seguono i dettagli della verifica a taglio degli elementi in legno:



Le verifiche a taglio delle travi di copertura risultano soddisfatte per ogni sezione.

Essendo la struttura in legno massiccio, si rammenta che ex formula [6.13a] dell'Eurocodice 5 è stato utilizzato un valore di 0,6 (riduzione del 40% della resistenza a taglio) come “fattore di resistenza al taglio”, per tenere conto del contributo negativo alla capacità per taglio dovuto alla presenza di fessure (per difetti di stagionatura) possibili legno massiccio.

Infine, si riporta il contour plot per quanto concerne la verifica a stabilità nelle membrature in legno:

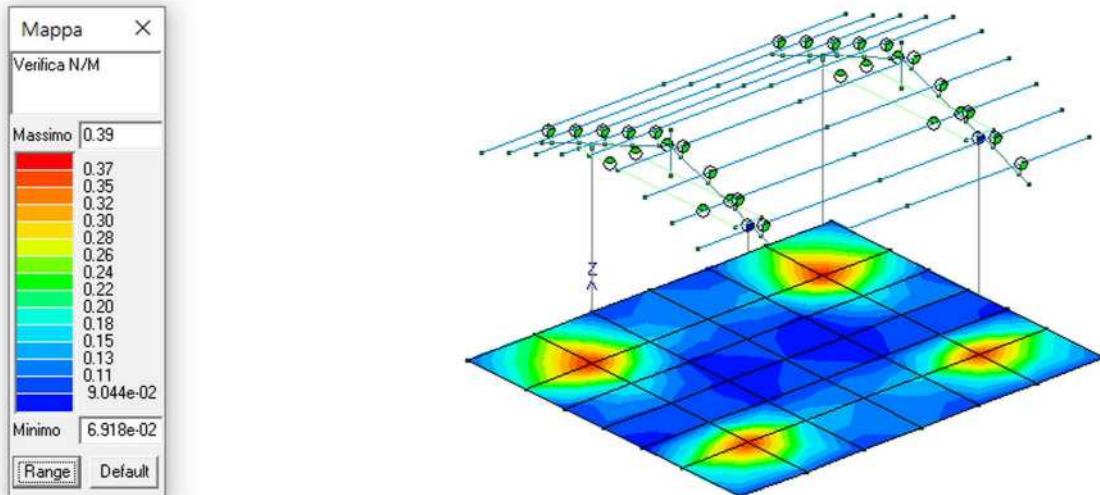


Anche la capacità delle membrature, per quanto concerne la stabilità assiale, risulta maggiore della domanda.

8.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI – PLATEA IN C.A.

Il presente paragrafo illustra, sempre in forma grafica mediante l'ausilio di contour plot e relative legenda cromatica, le verifiche di sicurezza di carattere strutturale sulla platea di fondazione. La platea risulta essere spessa 30cm ed armata superiormente ed inferiormente con ferri diametro 10mm passo 20cm.

Seguono i dettagli circa la verifica a presso/flessione:

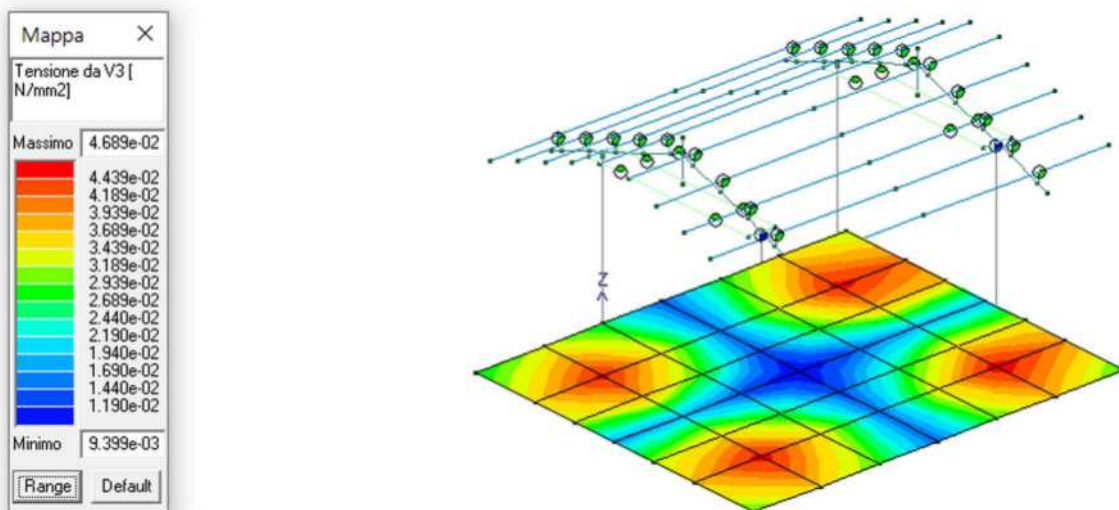


La verifica a presso flessione degli elementi shell che caratterizzano la platea risulta essere soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, essa viene condotta nell'ipotesi di elementi in c.a. non appositamente armati a taglio (nel caso in questione di piastre, senza le apposite spillature).

La verifica è condotta confrontando la domanda in termini di tensioni tangenziali sugli elementi shell (tensioni tangenziali dovute alla presenza dei tagli fuori piano V13 e V23) con la capacità a taglio del calcestruzzo senza apposita armatura a taglio, così come definita nella formula [4.1.23] del §4.1.2.3.5.1 NTC2018.

Segue contour plot delle tensioni tangenziali definito dall'involuppo delle combinazioni SLU e SLV:



La domanda di progetto massima, in termini tensionali-tangenziali, per quanto concerne la platea, è pari a circa 5E-2 MPa.

$$k=1+(200/d)^{0,5}=1+(200/255)^{0,5}=1,88 < 2$$

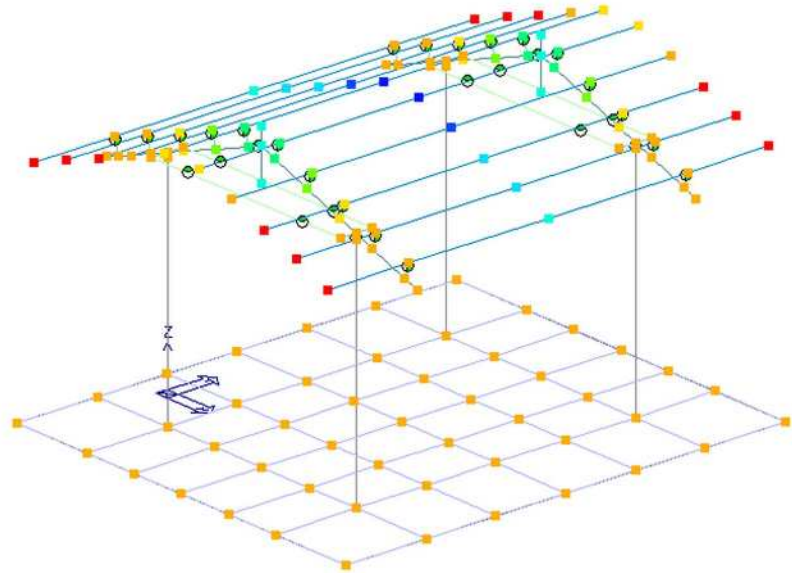
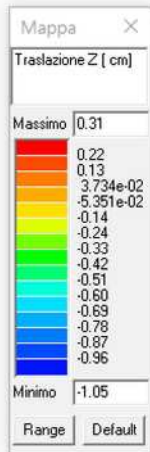
$$v_{\min}=0,035 \cdot k^{(3/2)} \cdot f_{ck}^{0,5}=0,035 \cdot 1,88^{(3/2)} \cdot 25^{0,5}=0,45 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed}=0,05 \text{ MPa} < v_{\min}=0,45 \text{ MPa} \rightarrow \text{domanda} < \text{capacità} \rightarrow \text{VERIFICA A TAGLIO SODDISFATTA}$$

8.5 VERIFICHE IN ESERCIZIO

8.5.1 Limitazione delle frecce in direzione verticale gravitazionale – travi legno

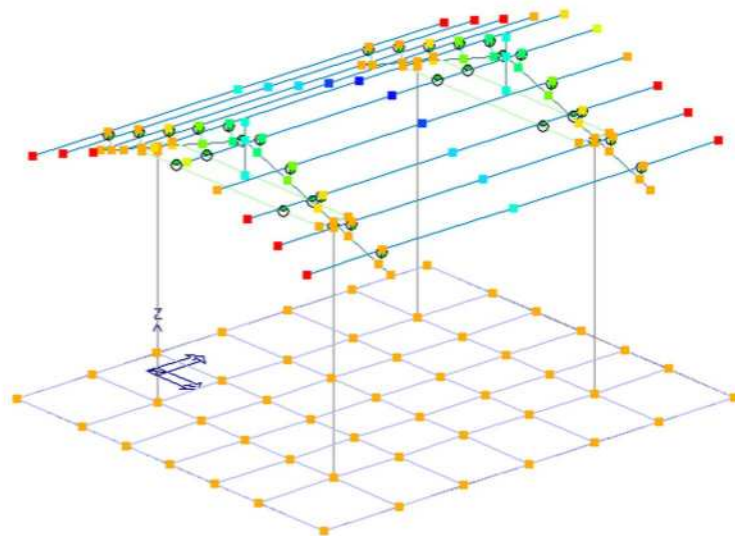
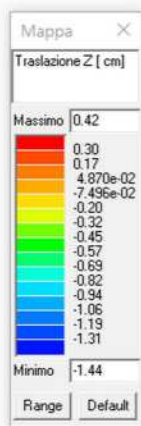
A titolo d'esempio, si riporta la verifica in termini di limitazione delle frecce verticali per quanto concerne le travi in legno. Nel dettaglio, si riporta la verifica nel breve e lungo periodo (il legno è un materiale reologico). Segue contour plot delle frecce nei nodi in direzione verticale in corrispondenza della combinazione in esercizio nel breve periodo:



$t=0 \rightarrow$ frecce nei nodi delle membrature in legno

La freccia massima nel breve periodo ($t=0$) è pari a circa 1,05cm, considerando una luce di circa 4,2m tale freccia risulta essere pari a 1/400 della relativa luce. La verifica è soddisfatta, in quanto nel breve periodo, per le travi, un limite cautelativo delle frecce verticali può essere assunto pari a 1/300 della relativa luce.

Segue contour plot delle frecce verticali dei nodi degli elementi in legno nel lungo periodo:

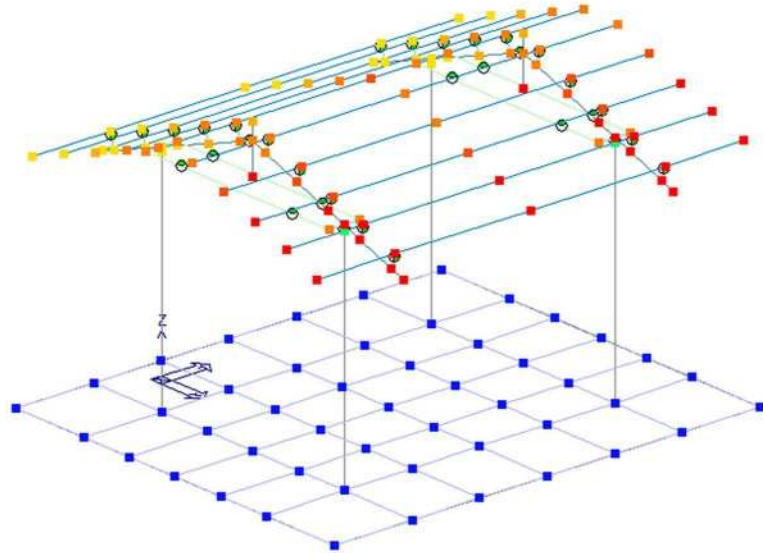
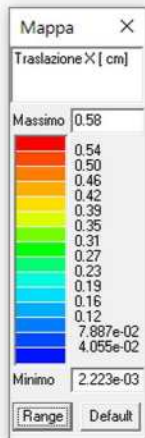


$t=\text{inf (fluage)} \rightarrow$ frecce nei nodi delle membrature in legno

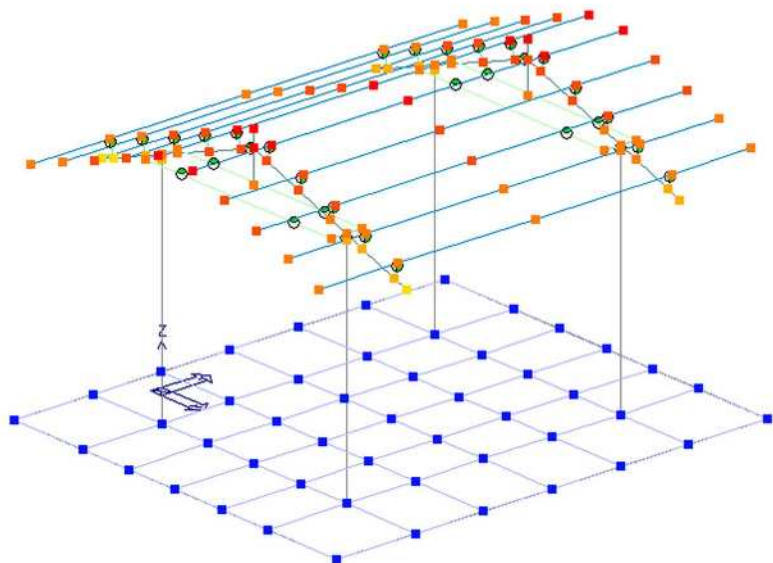
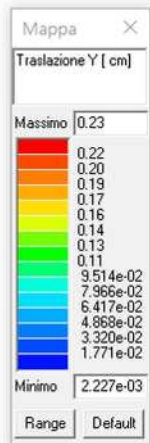
La freccia massima nel lungo periodo è pari a circa 1,5 cm. Considerando la luce di 4,20m circa, tale freccia corrisponde a 1/280 della relativa luce. La verifica è soddisfatta in quanto, per le frecce nel lungo periodo, il valore limite è comunemente assunto pari a 1/200 della relativa luce.

8.5.2 Limitazione degli sbandamenti laterali in campo statico

La seguente immagine, illustra il contour plot degli sbandamenti nodali laterali massimi (in esercizio) della struttura in oggetto:



esercizio – sbandamenti laterali massimi in direzione X



esercizio – sbandamenti laterali massimi in direzione Y

Nei punti maggiormente sollecitati, a SLE per effetto del vento, nei riguardi degli sbandamenti laterali, la quadratura dei valori massimi degli sbandamenti in direzione X e Y fornisce un valore massimo pari a circa 6,5mm.

Confrontando tale entità con l'altezza delle colonne (circa 2,9m), risulta uno sbandamento massimo pari a circa 1/446 della relativa altezza. Un valore cautelativo per gli sbandamenti laterali limite può essere assunto pari a 1/200 della relativa altezza. La verifica è quindi soddisfatta.

8.5.3 Limitazione degli sbandamenti laterali in campo dinamico – verifiche di rigidezza ex §7.3.6.1

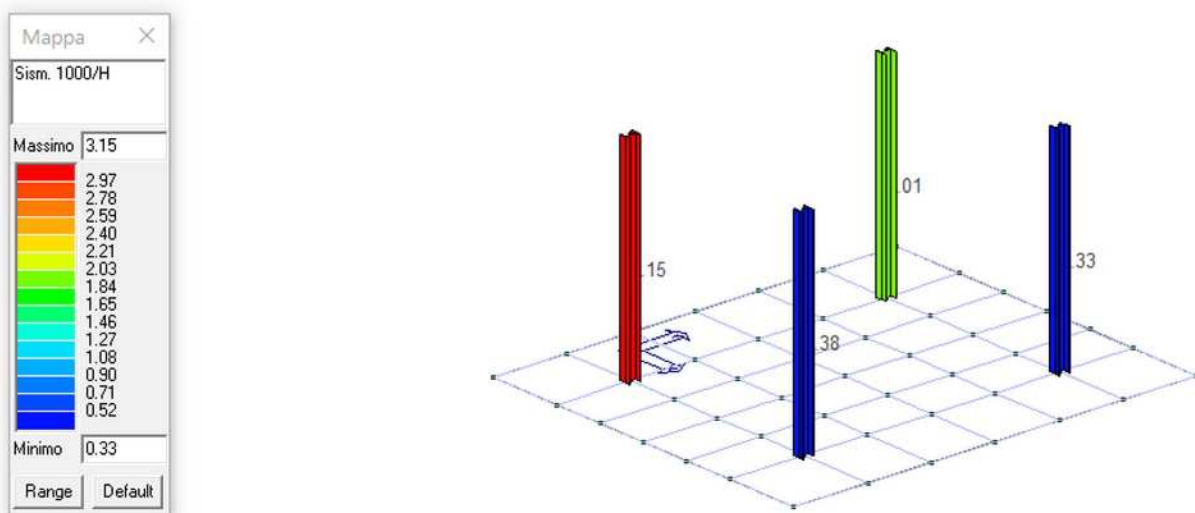
La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla classe d'uso considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito. Per le classi d'uso I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q \cdot d_r < 0,0050 \quad h \text{ per tamponature fragili}$$

$$q \cdot d_r < 0,0075 \quad h \text{ per tamponature duttili}$$

Nel presente caso le tamponature della struttura sono considerate fragili e pertanto si fa riferimento alla prima condizione. La seguente immagine è un contour plot degli spostamenti d_r di interpiano, inoltre il software riporta in legenda un valore normalizzato a 1000 che tiene già conto dell'altezza di interpiano h e del fattore di comportamento. In pratica il termine posto in legenda va considerato come moltiplicatore di un termine normalizzato a 1000, pertanto la verifica è rispettata se il valore massimo è inferiore o pari a 5 ($5/1000=0.005$).



La verifica risulta rispettata in quanto tutti i valori delle membrature, normalizzati a 1000, degli spostamenti di interpiano sono inferiori a 5.

8.5.4 Limitazione delle tensioni nei materiali – platea in c.a.

La limitazione delle tensioni dei materiali, in esercizio, è un'ulteriore importante controllo per garantire un buon funzionamento della struttura in esercizio ed una sufficiente durabilità dell'opera nel tempo. Eccessive tensioni possono infatti accentuare problemi di viscosità nel calcestruzzo, indurre a maggiori deformazioni ed inoltre elevate tensioni nell'acciaio possono aumentare le probabilità di sviluppo di fenomeni di corrosione nelle armature. Le NTC2018 in §4.1.2.2.5.1 e §4.1.2.2.5.2 stabiliscono i limiti delle tensioni per le combinazioni in esercizio frequente e quasi permanente. A favore di sicurezza, in quanto è una combinazione più gravosa rispetto quelle precedentemente citate, la verifica viene condotta sulla base delle tensioni derivanti dalla combinazione rara.

Per quanto concerne la limitazione delle tensioni nel cls, i limiti sono i seguenti:

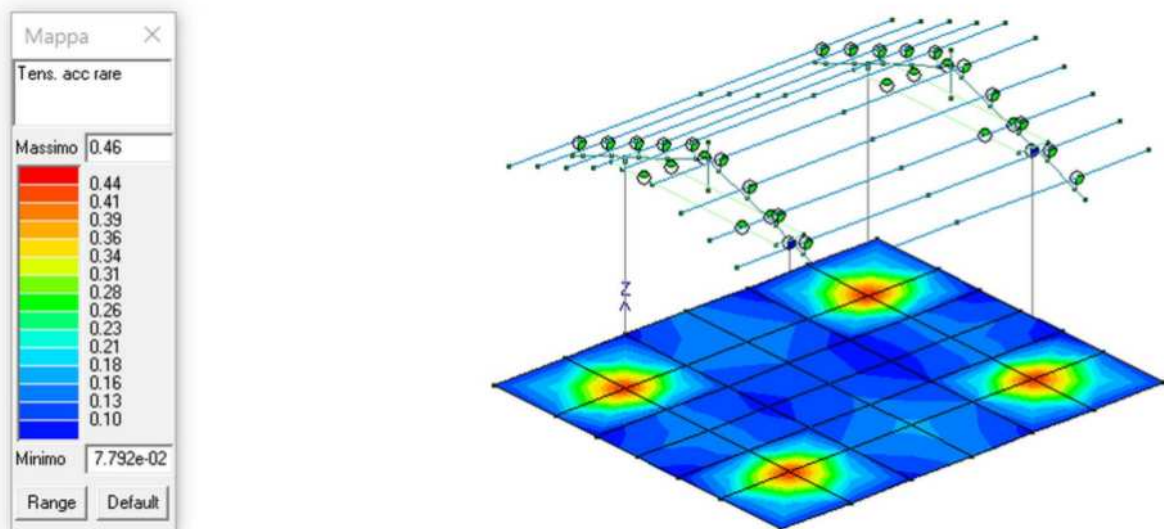
$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

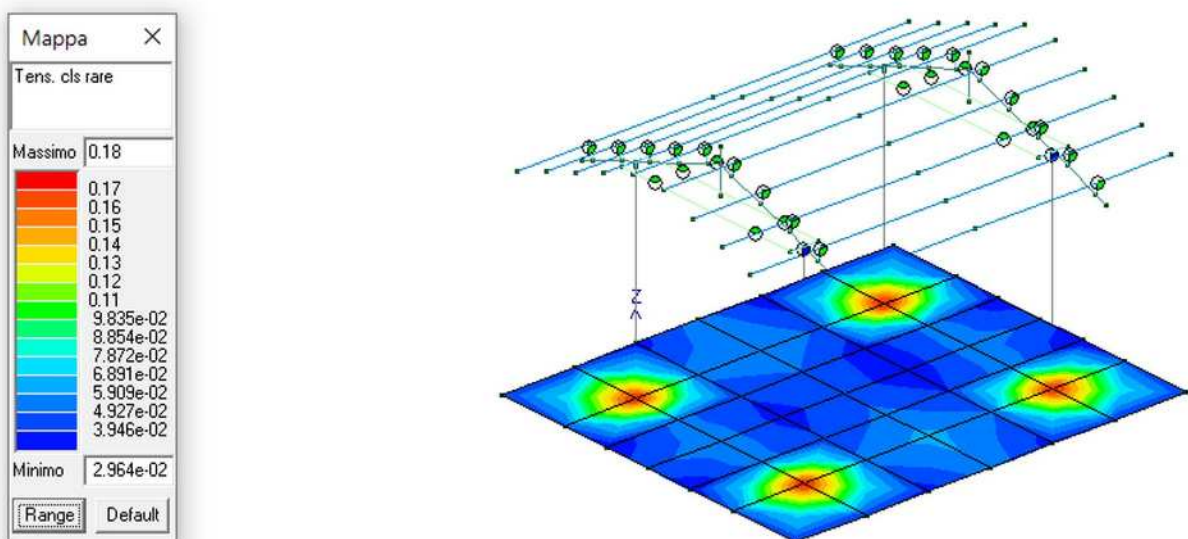
Facendo riferimento a favore di sicurezza alla combinazione rara, si considerano i limiti della combinazione frequente. Tali limiti vanno ridotti del 20% nel caso di getti con spessore massimo 5cm (nel caso quindi ad esempio delle verifiche nei solai). Per quanto concerne la limitazione delle tensioni nell'acciaio, il limite è il seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$$

In forma grafica, mediante l'ausilio di contour plot con relativa legenda cromatica, si riportano gli esiti della verifica in esercizio circa la limitazione delle tensioni nei materiali.



Limitazione delle tensioni nell'acciaio da c.a. - rapporti domanda/capacità a SLE e SLD

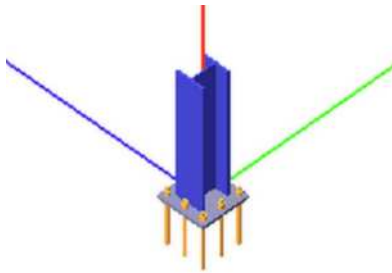


Limitazione delle tensioni nel calcestruzzo - rapporti domanda/capacità a SLE e SLD

9) VERIFICHE DI DETTAGLIO

9.1 VERIFICA GIUNZIONE DI BASE COLONNE

Verifica secondo il D.M. 17/01/2018 dei nodi: 1, 3, 5, 7



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{MO} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Colonna

Tipo di profilo: HEB 180

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 310.0 x 310.0 x 20.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Rigidezza giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini}$ non calcolabile

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 8 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	7.5	0.6	-56093.4	804841.0	-2965.0	33.0
1.2	5.2	0.6	-77838.5	1129000.0	14339.0	33.0
1.3	2851.0	-2841.7	-55605.8	4669000.0	-4664000.0	-319.0
1.4	2848.7	-2841.7	-77350.8	4993000.0	-4646000.0	-319.0
1.5	2851.4	-4736.8	-55273.9	7243000.0	-4665000.0	-328.0
1.6	4746.0	-2841.6	-55611.1	4667000.0	-7768000.0	-562.0
1.7	2846.7	-2842.0	-28200.9	4203000.0	-4662000.0	-344.0
1.8	2852.8	-2842.0	-18378.7	4179000.0	-4683000.0	-364.0
1.12	428.8	-4482.6	-24783.0	11750000.0	-1777000.0	12372.0
1.13	-1816.7	-4627.5	-24620.8	12130000.0	6363000.0	4065.0
1.14	1830.9	4628.3	-28219.9	-11390000.0	-6392000.0	-4048.0
1.15	-414.5	4483.4	-28057.7	-11020000.0	1748000.0	-12354.0
1.16	650.1	-4670.6	-24804.3	12230000.0	-2522000.0	6167.0
1.17	-2038.0	-4439.4	-24599.4	11650000.0	7109000.0	10269.0
1.18	2052.2	4440.3	-28241.3	-10920000.0	-7137000.0	-10252.0
1.19	-635.8	4671.5	-28036.4	-11490000.0	2494000.0	-6150.0
1.20	1834.9	-7255.1	-23937.6	18760000.0	-6406000.0	-4051.0
1.21	-410.5	-7400.0	-23775.4	19130000.0	1734000.0	-12357.0
1.22	424.7	7400.9	-29065.3	-18400000.0	-1763000.0	12374.0
1.23	-1820.7	7256.0	-28903.0	-18030000.0	6377000.0	4068.0
1.24	2056.3	-7443.2	-23959.0	19230000.0	-7152000.0	-10255.0
1.25	-631.8	-7212.0	-23754.1	18660000.0	2480000.0	-6153.0
1.26	646.0	7212.8	-29086.6	-17920000.0	-2508000.0	6170.0
1.27	-2042.0	7444.0	-28881.7	-18500000.0	7123000.0	10272.0
1.28	3539.1	-1124.7	-26175.1	3215000.0	-12890000.0	16316.0
1.29	-3945.5	-1607.7	-25634.5	4460000.0	14240000.0	-11373.0

1.30	3959.8	1608.5	-27206.2	-3729000.0	-14270000.0	11390.0
1.31	-3524.9	1125.6	-26665.5	-2483000.0	12860000.0	-16298.0
1.32	3961.0	-1956.5	-25921.6	5317000.0	-14280000.0	11389.0
1.33	-3523.7	-2439.5	-25380.9	6562000.0	12860000.0	-16299.0
1.34	3537.9	2440.3	-27459.8	-5831000.0	-12880000.0	16317.0
1.35	-3946.8	1957.3	-26919.1	-4585000.0	14250000.0	-11372.0
1.36	4276.9	-1751.6	-26246.4	4797000.0	-15370000.0	-4365.0
1.37	-4683.3	-980.8	-25563.2	2878000.0	16730000.0	9308.0
1.38	4697.6	981.7	-27277.5	-2146000.0	-16760000.0	-9291.0
1.39	-4262.7	1752.4	-26594.3	-4066000.0	15350000.0	4382.0
1.40	4698.8	-2583.4	-25992.8	6899000.0	-16760000.0	-9292.0
1.41	-4261.5	-1812.6	-25309.6	4979000.0	15340000.0	4381.0
1.42	4275.7	1813.4	-27531.1	-4248000.0	-15370000.0	-4364.0
1.43	-4684.6	2584.2	-26847.9	-6168000.0	16730000.0	9309.0
3.1	-6.6	-0.6	-56092.4	807017.0	-423.0	40.0
3.2	-4.4	-0.6	-77838.3	1133000.0	-17373.0	24.0
3.3	2835.3	-2843.5	-55586.7	4671000.0	-4655000.0	-311.0
3.4	2837.5	-2843.4	-77332.6	4997000.0	-4672000.0	-328.0
3.5	2834.8	-4738.4	-55255.7	7246000.0	-4654000.0	-319.0
3.6	4730.5	-2843.6	-55580.8	4670000.0	-7761000.0	-554.0
3.7	2839.1	-2843.1	-28184.2	4208000.0	-4655000.0	-348.0
3.8	2833.1	-2843.1	-18362.0	4183000.0	-4634000.0	-328.0
3.12	411.0	-7400.9	-23775.8	19130000.0	-1736000.0	12393.0
3.13	-1834.4	-7256.0	-23938.0	18760000.0	6404000.0	4086.0
3.14	1821.3	7255.1	-28903.4	-18020000.0	-6379000.0	-4033.0
3.15	-424.2	7400.0	-29065.6	-18400000.0	1761000.0	-12339.0
3.16	632.4	-7212.8	-23754.4	18660000.0	-2482000.0	6188.0
3.17	-2055.7	-7444.0	-23959.4	19240000.0	7149000.0	10290.0
3.18	2042.6	7443.2	-28882.0	-18500000.0	-7125000.0	-10237.0
3.19	-645.5	7212.0	-29086.9	-17920000.0	2506000.0	-6135.0
3.20	1817.2	-4628.3	-24621.0	12130000.0	-6365000.0	-4030.0
3.21	-428.2	-4483.4	-24783.2	11750000.0	1775000.0	-12336.0
3.22	415.1	4482.6	-28058.1	-11020000.0	-1750000.0	12390.0
3.23	-1830.3	4627.5	-28220.3	-11390000.0	6390000.0	4083.0
3.24	2038.5	-4440.3	-24599.7	11650000.0	-7111000.0	-10234.0
3.25	-649.5	-4671.5	-24804.6	12230000.0	2520000.0	-6132.0
3.26	636.4	4670.6	-28036.7	-11490000.0	-2496000.0	6186.0
3.27	-2051.7	4439.4	-28241.7	-10920000.0	7135000.0	10287.0
3.28	3524.2	-2440.3	-25381.2	6566000.0	-12860000.0	16335.0
3.29	-3960.4	-1957.3	-25921.9	5320000.0	14280000.0	-11354.0
3.30	3947.3	1956.5	-26919.5	-4582000.0	-14250000.0	11407.0
3.31	-3537.4	2439.5	-27460.2	-5827000.0	12880000.0	-16281.0
3.32	3946.1	-1608.5	-25634.8	4464000.0	-14250000.0	11408.0
3.33	-3538.6	-1125.6	-26175.5	3218000.0	12890000.0	-16280.0
3.34	3525.5	1124.7	-26665.9	-2480000.0	-12860000.0	16334.0
3.35	-3959.2	1607.7	-27206.6	14270000.0	14270000.0	-11355.0
3.36	4262.0	-1813.4	-25310.0	4983000.0	-15340000.0	-4346.0
3.37	-4698.2	-2584.2	-25993.1	6903000.0	16760000.0	9327.0
3.38	4685.1	2583.4	-26848.2	-6164000.0	-16740000.0	-9274.0
3.39	-4275.2	1812.6	-27531.4	-4244000.0	15370000.0	4399.0
3.40	4683.9	-981.7	-25563.5	2881000.0	-16730000.0	-9273.0
3.41	-4276.4	-1752.4	-26246.7	4801000.0	15370000.0	4400.0
3.42	4263.3	1751.6	-26594.6	-4062000.0	-15350000.0	-4347.0
3.43	-4697.0	980.8	-27277.8	-2143000.0	16760000.0	9326.0
5.1	2.7	0.0	-56098.6	-813135.0	-31553.0	39.0
5.2	4.9	0.0	-77846.1	-1142000.0	-48456.0	39.0
5.3	2845.9	-2842.6	-56586.5	3052000.0	-4691000.0	388.0
5.4	2848.1	-2842.6	-78334.0	2722000.0	-4708000.0	387.0
5.5	2846.6	-4737.6	-56917.5	5628000.0	-4693000.0	379.0
5.6	4740.9	-2842.6	-56580.5	3052000.0	-7796000.0	611.0
5.7	2846.8	-2842.6	-29180.2	3518000.0	-4681000.0	359.0
5.8	2840.8	-2842.6	-19357.7	3542000.0	-4660000.0	339.0
5.12	2042.0	-20.6	-28965.0	-910249.0	-7109000.0	10449.0
5.13	-666.7	-21.3	-29145.2	-933016.0	2592000.0	6406.0
5.14	667.8	21.3	-23702.1	189125.0	-2615000.0	-6380.0
5.15	-2040.9	20.6	-23882.4	166358.0	7085000.0	-10422.0
5.16	1818.3	-20.7	-28983.7	-914696.0	-6354000.0	4361.0
5.17	-443.0	-21.2	-29126.5	-928569.1	1837000.0	12494.0
5.18	444.1	21.2	-23720.8	184678.0	-1860000.0	-12467.0
5.19	-1817.2	20.7	-23863.7	170804.0	6331000.0	-4335.0
5.20	670.8	-13.5	-28104.5	-717692.0	-2626000.0	-6379.0
5.21	-2037.8	-14.2	-28284.8	-740459.0	7075000.0	-10421.0
5.22	2038.9	14.2	-24562.6	-3433.0	-7098000.0	10447.0
5.23	-669.7	13.5	-24742.8	-26200.0	2602000.0	6405.0
5.24	447.1	-13.6	-28123.2	-722139.0	-1871000.0	-12466.0
5.25	-1814.1	-14.1	-28266.1	-736012.0	6320000.0	-4334.0
5.26	1815.2	14.1	-24581.3	-7879.0	-6344000.0	4360.0
5.27	-446.1	13.6	-24724.1	-21753.0	1847000.0	12492.0

5.28	4721.1	-5.1	-26912.7	-498907.0	-16850000.0	9275.0
5.29	-4307.7	-7.5	-27513.5	-574797.0	15480000.0	-4200.0
5.30	4308.8	7.5	-25333.9	-169095.0	-15510000.0	4226.0
5.31	-4720.0	5.1	-25934.6	-244985.0	16830000.0	-9249.0
5.32	4309.7	-3.0	-26654.6	-441140.0	-15510000.0	4226.0
5.33	-4719.1	-5.3	-27255.3	-517030.0	16830000.0	-9248.0
5.34	4720.1	5.3	-25592.0	-226862.0	-16850000.0	9274.0
5.35	-4308.6	3.0	-26192.7	-302752.0	15480000.0	-4200.0
5.36	3975.5	-5.4	-26975.0	-513729.0	-14340000.0	-11017.0
5.37	-3562.1	-7.2	-27451.1	-559974.0	12970000.0	16091.0
5.38	3563.2	7.2	-25396.2	-183917.0	-12990000.0	-16065.0
5.39	-3974.4	5.4	-25872.3	-230162.0	14310000.0	11043.0
5.40	3564.1	-3.3	-26716.9	-455962.0	-12990000.0	-16065.0
5.41	-3973.5	-5.0	-27193.0	-502207.0	14310000.0	11043.0
5.42	3974.5	5.0	-25654.3	-241684.0	-14330000.0	-11017.0
5.43	-3563.0	3.3	-26130.4	-287929.0	12970000.0	16091.0
7.1	-3.6	0.0	-56097.4	-813305.0	34632.0	28.0
7.2	-5.6	0.0	-77845.8	-1142000.0	51115.0	10.0
7.3	2838.0	-2842.6	-56602.9	3050000.0	-4619000.0	375.0
7.4	2835.9	-2842.6	-78351.2	2721000.0	-4603000.0	358.0
7.5	2837.5	-4737.6	-56934.7	5627000.0	-4618000.0	366.0
7.6	4733.0	-2842.6	-56609.5	3050000.0	-7724000.0	598.0
7.7	2837.6	-2842.6	-29199.0	3517000.0	-4631000.0	341.0
7.8	2843.6	-2842.6	-19376.5	3542000.0	-4652000.0	361.0
7.12	2037.3	-12.5	-28284.8	-739843.0	-7073000.0	10450.0
7.13	-671.4	-13.2	-28104.6	-717076.0	2628000.0	6408.0
7.14	669.2	13.2	-24743.1	-26419.0	-2600000.0	-6376.0
7.15	-2039.5	12.5	-24562.8	-3651.0	7100000.0	-10418.0
7.16	1813.6	-13.1	-28266.1	-735396.0	-6318000.0	4363.0
7.17	-447.7	-12.6	-28123.3	-721523.0	1873000.0	12495.0
7.18	445.5	12.6	-24724.4	-21972.0	-1846000.0	-12463.0
7.19	-1815.8	13.1	-24581.5	-8098.0	6346000.0	-4331.0
7.20	666.1	-19.3	-29145.3	-932400.0	-2590000.0	-6377.0
7.21	-2042.5	-20.0	-28965.1	-909632.0	7111000.0	-10419.0
7.22	2040.3	20.0	-23882.6	166138.0	-7084000.0	10452.0
7.23	-668.3	19.3	-23702.4	188905.0	2617000.0	6409.0
7.24	442.4	-19.9	-29126.6	-927953.0	-1835000.0	-12464.0
7.25	-1818.8	-19.4	-28983.8	-914079.0	6356000.0	-4332.0
7.26	1816.6	19.4	-23863.9	170585.0	-6329000.0	4364.0
7.27	-444.6	19.9	-23721.1	184458.0	1862000.0	12497.0
7.28	4718.5	-2.7	-27255.5	-516706.0	-16820000.0	9277.0
7.29	-4310.3	-5.0	-26654.7	-440816.0	15510000.0	-4197.0
7.30	4308.1	5.0	-26192.9	-302679.0	-15480000.0	4230.0
7.31	-4720.7	2.7	-25592.2	-226788.0	16850000.0	-9245.0
7.32	4307.2	-4.7	-27513.6	-574473.0	-15480000.0	4229.0
7.33	-4721.6	-7.1	-26912.9	-498582.0	16860000.0	-9245.0
7.34	4719.4	7.1	-25934.8	-244912.0	-16830000.0	9278.0
7.35	-4309.4	4.7	-25334.1	-169021.0	15510000.0	-4197.0
7.36	3972.9	-4.7	-27193.1	-501883.0	-14310000.0	-11014.0
7.37	-3564.7	-3.0	-26717.0	-455639.0	12990000.0	16094.0
7.38	3562.5	3.0	-26130.6	-287856.0	-12970000.0	-16062.0
7.39	-3975.1	4.7	-25654.5	-241611.0	14340000.0	11046.0
7.40	3561.6	-6.8	-27451.3	-559650.0	-12960000.0	-16062.0
7.41	-3976.0	-5.0	-26975.2	-513406.0	14340000.0	11046.0
7.42	3973.8	5.0	-25872.5	-230089.0	-14310000.0	-11013.0
7.43	-3563.8	6.8	-25396.4	-183845.0	12990000.0	16095.0

Calcolo resistenze

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141145.5 \text{ N}$$

$$B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_r \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 461437.1 \text{ N}$$

Bull.	$F_{t,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	83557.0	83557.0
2	155849.5	141145.5
3	83557.0	83557.0
4	90158.7	90158.7
5	90158.7	90158.7
6	83557.0	83557.0
7	155849.5	141145.5
8	83557.0	83557.0

Legenda

$F_{t,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{t,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{t,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

$$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 94097.0 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	226666.7	94097.0	226666.7	94097.0
2	226666.7	94097.0	408000.0	94097.0
3	226666.7	94097.0	226666.7	94097.0

4	408000.0	94097.0	226666.7	94097.0
5	408000.0	94097.0	226666.7	94097.0
6	226666.7	94097.0	226666.7	94097.0
7	226666.7	94097.0	408000.0	94097.0
8	226666.7	94097.0	226666.7	94097.0

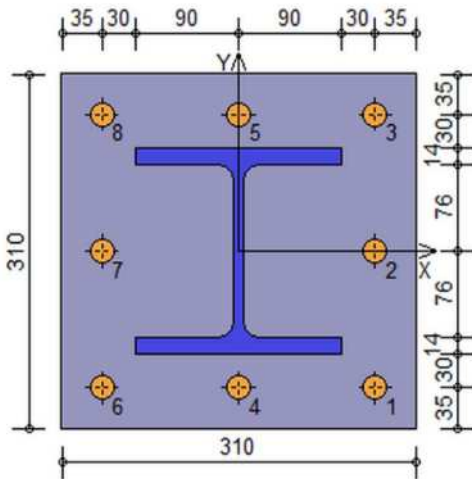
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Sigma \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Sigma \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

**Verifiche sui bulloni****1-Taglio e trazione (Nodo n. 3, CMB n. 17)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	120.00	-120.00	960.4	94097.0	28917.6	83557.0	0.257408	Ok
2	120.00	0.00	967.3	94097.0	22596.6	141145.5	0.124632	Ok
3	120.00	120.00	974.1	94097.0	16275.6	83557.0	0.149484	Ok
4	0.00	-120.00	958.4	94097.0	10843.4	90158.7	0.096093	Ok
5	0.00	120.00	972.2	94097.0	0.0	90158.7	0.010332	Ok
6	-120.00	-120.00	956.6	94097.0	0.0	83557.0	0.010166	Ok
7	-120.00	0.00	963.5	94097.0	0.0	141145.5	0.010239	Ok
8	-120.00	120.00	970.4	94097.0	0.0	83557.0	0.010312	Ok

2-Trazione (Nodo n. 3, CMB n. 17)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	120.00	-120.00	28917.6	83557.0	0.346082	Ok
2	120.00	0.00	22596.6	141145.5	0.160094	Ok
3	120.00	120.00	16275.6	83557.0	0.194784	Ok
4	0.00	-120.00	10843.4	90158.7	0.120270	Ok
5	0.00	120.00	0.0	90158.7	0.000000	Ok
6	-120.00	-120.00	0.0	83557.0	0.000000	Ok
7	-120.00	0.00	0.0	141145.5	0.000000	Ok
8	-120.00	120.00	0.0	83557.0	0.000000	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$

$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$

VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm^2 .

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 3, CMB n. 17)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER ₁
Ala inferiore esterno	180.0	-139.18	0.00	-2.05	139.19	Ok
Ala inferiore interno lato destro	70.8	172.25	0.00	-2.05	172.26	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	70.8	-144.22	0.00	-2.05	144.24	Ok
Anima lato destro	122.0	-20.44	0.00	-1.49	20.49	Ok
Anima lato sinistro	122.0	-20.44	0.00	-1.49	20.49	Ok
Ala superiore interno lato destro	70.8	134.67	0.00	-2.05	134.69	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	70.8	-181.80	0.00	-2.05	181.81	Ok
Ala superiore esterno	180.0	-186.85	0.00	-2.05	186.86	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 3, CMB n. 17)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER ₂
Ala inferiore esterno	180.0	-139.18	0.00	-2.05	139.18	Ok
Ala inferiore interno lato destro	70.8	172.25	0.00	-2.05	172.25	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	70.8	-144.22	0.00	-2.05	144.22	Ok
Anima lato destro	122.0	-20.44	0.00	-1.49	20.44	Ok
Anima lato sinistro	122.0	-20.44	0.00	-1.49	20.44	Ok
Ala superiore interno lato destro	70.8	134.67	0.00	-2.05	134.67	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	70.8	-181.80	0.00	-2.05	181.80	Ok
Ala superiore esterno	180.0	-186.85	0.00	-2.05	186.85	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_1 \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressaSezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 7, CMB n. 33)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 4,60 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1426,73 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 65,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 20666,7 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	6987302,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	3013963,0 N mm
	$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,431349$	Ok

Sezione parallela a Y a filo della colonna (Nodo n. 1, CMB n. 21)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 5,17 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1601,90 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 65,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 20666,7 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	6987302,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	3384004,0 N mm
	$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,484308$	Ok

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 3, CMB n. 17)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	70414210,0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	19240000,0 N mm
	$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0,273240$	Ok

AncoraggioTirafondi con ancoraggio chimico/meccanico

Resistenza a trazione di progetto	$F_{t,an,Rd} =$	44300,0 N
(VEDASI SCHETE TECNICHE HILTI – M20 PROFONDITA' DI ANCORAGGIO STANDARD)		

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30,00 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	24,90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14,11 N/mm ²

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 3, CMB n. 17)

$$p_{max} = 7,34 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

Verifica ancoraggio

Si considera la massima sollecitazione di trazione agente nei tirafondi (Nodo n. 3, CMB n. 17)

Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Ed}] =$	28917,6 N
	$F_{t,an,Rd} > F_{t,an,Ed}$	Ok

9.2 CAPRIATA – CONNESSIONE CATENA/PUNTONI

La connessione doppia catena/puntone viene attuata mediante l'ausilio di nr 3 barre filettate passanti M16 in acciaio 8.8.

Per quanto concerne la domanda di progetto della sollecitazione a taglio su tale connessione, essa è pari a circa 30 kN (vedasi gli involucri delle sollecitazioni assiali sulle membrature in legno).

La capacità a taglio della singola connessione (a due piani di taglio) legno-legno-legno mediante connettori a gambo metallico viene valutata mediante la teoria di Johansen.

La seguente immagine illustra la valutazione della capacità caratteristica:

Structural Timber Designer - v.2.02.00

File Modifica Help

Verifica
Th. di Johansen

Th. di Johansen

● Connessione
Connessione: Legno-Legno
Piani di taglio: piano doppio
Connettore: Bulloni

Schemi

● Geometria

Materiale	Spessore	UM	Classe di resistenza	Angolo α
Legno - t1:	120	mm	D24	90
Legno - t2:	240	mm	D24	19

● Connettore

bullone: M16
passo: 2 mm Passo filettatura
Ares: 157 mm² Area resistente

Acciaio: 8.8
fuk: 800 N/mm²

Risultato

Connessione Legno-Legno
Due piani di taglio

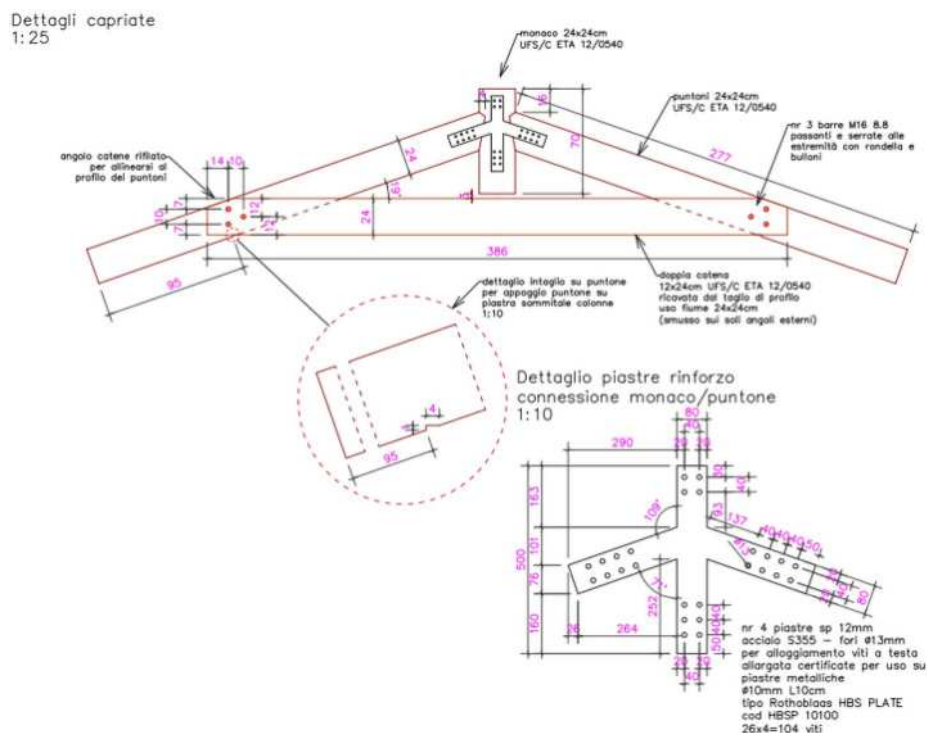
8.2.2.1.(g)	56264.08	N
8.2.2.1.(h)	63203.17	N
8.2.2.1.(j)	22887.07	N
8.2.2.1.(k)	20628.11	N

FvRk = 20628.11 N

Il meccanismo di collasso più debole, che definisce la capacità, è quello di tipo k. La capacità caratteristica della singola connessione (1 barra) è pari a circa 20,6 kN. La capacità di progetto della singola connessione (singola barra) è quindi pari a $20,6/1,5=13,7$ kN. La capacità complessiva della connessione composta da 3 barre filettate M16 è pertanto pari a $13,7*3=41,1$ kN. La domanda (30 kN) è inferiore alla capacità (41,4 kN), la verifica è pertanto rispettata.

9.3 CAPRIATA – CONNESSIONE A DENTE SEMPLICE PUNTONI/MONACO, VERIFICA TAGLIO TALLONE

La connessione a dente semplice tra monaco e puntoni presenta una domanda a compressione sui puntoni di circa 44 kN ed un angolo di inclinazione tra i puntoni ed il monaco di circa 19°. La verifica a taglio del tallone è effettuata considerando una profondità dell'intaglio sul monaco pari a circa 4cm ed una lunghezza del tallone di circa 16cm.



Verifica connessione puntone/monaco - recupero forno Baracco

CLASSE DI RESISTENZA – INFORMAZIONI SUL LEGNAME

Tipologia del legname: Massiccio - D24 - Latifolia - UNI EN 338:2016

$$f_{m,g,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$f_{v,g,k} = 3.7 \text{ MPa}$$

$$\rho_{g,k} = 485.0 \text{ kg/mc}$$

$$f_{t,0,g,k} = 14.0 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,g,k} = 21.0 \text{ MPa}$$

$$\rho_{g,mean} = 580.0 \text{ kg/mc}$$

$$f_{t,90,g,k} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,g,k} = 4.9 \text{ MPa}$$

CLASSE DI SERVIZIO E DI DURATA – COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Classe di servizio: Classe di servizio 3 (ambiente alle intemperie)

$$k_{def} = 2.0$$

Classe di durata del carico permanente (condizione I): Permanente (più di 10 anni)

$$k_{mod,Q} = 0.5$$

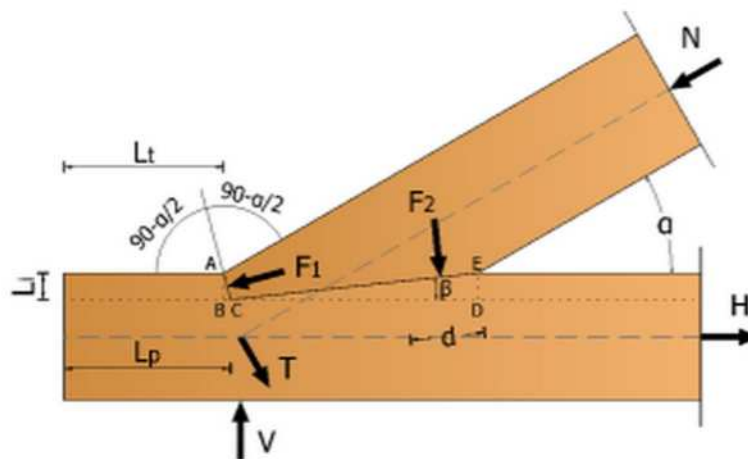
Classe di durata del carico variabile (condizione II): Media durata (1 settimana ÷ 6 mesi)

$$k_{mod,Q} = 0.7$$

Coefficiente di sicurezza del materiale: no produzioni continuative

$$\gamma_M = 1.5$$

SCHEMA COLLEGAMENTO – SOLLECITAZIONI – DIMENSIONI



SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE I

Sollecitazione N = non dichiarata

Sollecitazione T = non dichiarata

Sollecitazione V = non dichiarata

Sollecitazione H = non dichiarata

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE II

Sollecitazione N = 4 400 daN

Sollecitazione T = 2 717 daN

Sollecitazione V = 4 001 daN

Sollecitazione H = 3 276 daN

INCLINAZIONI E DIMENSIONI

$$\alpha = 19.0 \text{ deg}$$

$$L_i = 40.0 \text{ mm}$$

$$L_t = 150.0 \text{ mm}$$

$$L_p = 156.7 \text{ mm}$$

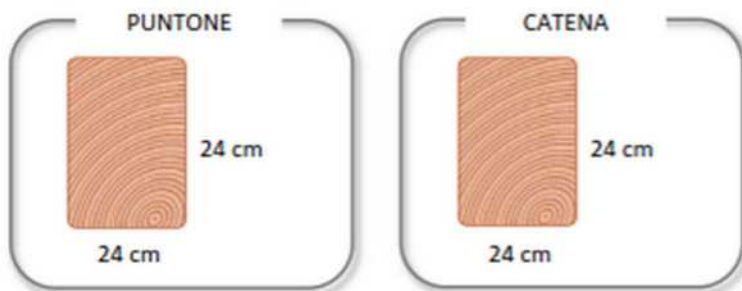
$$d = 438.9 \text{ mm}$$

$$\beta = 3.134 \text{ deg}$$

$$AE = BD = 737.2 \text{ mm}$$

$$AC = 40.6 \text{ mm}$$

$$CE = 731.6 \text{ mm}$$



SOLLECITAZIONI DI COMPRESIONE

Condizione: II - R = 5 171.3 daN

F1: 3 511.2 daN

F2: 3 427.1 daN

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

VERIFICA A TAGLIO DEL TALLONE	
<p>La tensione tangenziale che si sviluppa lungo la superficie di potenziale rottura del tallone deve risultare inferiore alla corrispondente resistenza di calcolo</p> <p>$\tau_d = 9.21 \text{ daN/cm}^2$ $f_{v,d} = 16.03 \text{ daN/cm}^2$</p>	$\tau_d \leq f_{v,d}$ $9.21 < 16.03$
VERIFICA A TRAZIONE DELLA CATENA	
<p>L'intaglio per la creazione del dente riduce la sezione resistente della catena per cui bisogna verificare che la sezione ridotta sia in grado di sopportare le sollecitazioni di trazione agenti</p> <p>$\sigma_{t,0,d} = 6.83 \text{ daN/cm}^2$ $k_h = 1.00$ $f_{t,0,d} = 60.67 \text{ daN/cm}^2$</p>	$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$ $6.83 < 60.67$
VERIFICA A TAGLIO DELLA CATENA	
<p>La tensione derivante dalla sollecitazione tagliante deve essere inferiore alla corrispondente resistenza di calcolo</p> <p>$\tau_d = 12.50 \text{ daN/cm}^2$ $f_{v,d} = 16.03 \text{ daN/cm}^2$</p>	$\tau_d \leq f_{v,d}$ $12.50 < 16.03$
VERIFICA A COMPRESSIONE NEL TRATTO AC	
<p>La tensione di compressione che insorge nel tratto interessato del dente deve risultare inferiore alla corrispondente resistenza di calcolo</p> <p>$f_{c,0,d} = 91.00 \text{ daN/cm}^2$ $f_{c,90,d} = 21.23 \text{ daN/cm}^2$ $\sigma_{c,\alpha',d} = 36.07 \text{ daN/cm}^2$ $f_{c,\alpha',d} = 83.52 \text{ daN/cm}^2$</p>	$\sigma_{c,\alpha',d} \leq f_{c,\alpha',d}$ $36.07 < 83.52$
VERIFICA A COMPRESSIONE NEL TRATTO CE	
<p>La tensione di compressione che insorge nel tratto interessato del dente deve risultare inferiore alla corrispondente resistenza di calcolo</p> <p>$f_{c,0,d} = 91.00 \text{ daN/cm}^2$ $f_{c,90,d} = 21.23 \text{ daN/cm}^2$ $\sigma_{c,\alpha',d} = 3.25 \text{ daN/cm}^2$ $f_{c,\alpha',d} = 21.28 \text{ daN/cm}^2$</p>	$\sigma_{c,\alpha',d} \leq f_{c,\alpha',d}$ $3.25 < 21.28$

10) CONCLUSIONI

In base a quanto descritto nei precedenti paragrafi ed a quanto emerso sia dall'analisi strutturale che dalle successive verifiche di sicurezza, le strutture in oggetto risultano verificate e pertanto sono rispettati i requisiti minimi di sicurezza definiti dalle norme di riferimento.

Il progettista strutturale:
dott. Ing. Davide Boasso



11) ALLEGATI – ULTERIORI VERIFICHE DI DETTAGLIO

Si riportano i seguenti allegati. I report di calcolo delle connessioni sono riferiti alla massima domanda di progetto, definita sulla base delle combinazioni SLU e SLV.

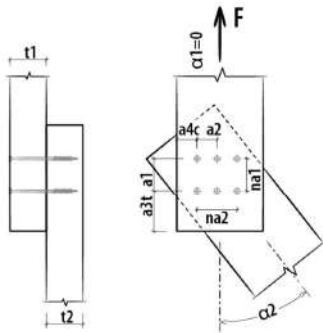
- Verifica connessione a vite arcarecci/puntoni capriata

INFORMAZIONI PROGETTO

Data : 23/08/2024
 Progetto : Recupero forno borgata Baracco
 Committente : Comune di Roccaforte Mondovì
 Indirizzo cantiere : Borgata Baracco snc - Roccaforte Mondovì
 Redatto da : DB
 Elemento calcolato : connessione arcarecci/puntoni
 Note : domanda di progetto da inviluppo comb. statiche e dinamiche

Norma di calcolo : NTC 2018 (Italia)

CONNESSIONE A TAGLIO CON VITI (Connessione legno-legno / taglio singolo)



- Vite tipo HBS -Vite testa svasata 10x300 mm - (cod. HBS10300)
 - Numero viti: 1 x 2 = 2 pz.



Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessione legno-legno / taglio singolo

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	permanente
Coefficiente kmod	kmod	=	0.60
Coefficiente sicurezza connessione	gammaM	=	1.50
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	10.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.0 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.4 mm
Diametro testa	dk	=	18.3 mm
Lunghezza vite	Lv	=	300 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	100 mm
Spessore legno elemento 1	t1	=	200 mm
Angolo elemento 1	alpha1	=	90.00°
Tipo legno elemento 1		=	Massiccio C24
Spessore legno elemento 2	t2	=	240 mm
Angolo elemento 2	alpha2	=	0.00°
Tipo legno elemento 2		=	Massiccio C24
Numero elementi paralleli alle fibre	nf	=	2
Distanza elementi paralleli alle fibre	a1	=	120 mm
Numero elementi perpendicolari alle fibre	nc	=	1
Distanza elementi perpendicolari alle fibre	a2	=	0 mm
Azione di taglio di progetto	Fvd	=	3.35 kN

NOTE

Prima dell'esecuzione, tutti i calcoli devono essere verificati e approvati dal progettista responsabile.
Per i valori di resistenza meccanica e per la geometria si fa riferimento a quanto riportato nei certificati di prodotto.
Le verifiche di resistenza degli elementi lignei devono essere svolte a parte.

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	permanente
Coefficiente kmod	kmod	=	0.60
Coefficiente sicurezza connessione	γ_M	=	1.5
Tipo legno elemento t1		=	C24
Massa volumica legno	pk	=	350 kg/m ³
Tipo legno elemento t2		=	C24
Massa volumica legno	pk	=	350 kg/m ³
Coefficiente sicurezza acciaio	γ_{Ma}	=	1.25
Spessore elemento 1	t1	=	200 mm
Spessore elemento 2	t2	=	240 mm
Angolo elemento 1	α_1	=	90.00 °
Angolo elemento 2	α_2	=	0.00 °
Numero file viti	na1	=	2
Distanza file	a1	=	120 mm
Numero colonne viti	na2	=	1
Distanza colonne	a2	=	0 mm

DATI VITE:

HBS -Vite testa svasata 10x300			
Diametro gambo vite	dg	=	7.0 mm
Diametro filetto vite	df	=	10.0 mm
Diametro nocciolo vite	dn	=	6.4 mm
Diametro convenzionale vite EN1995:2014	def=df	=	10.0 mm
Lunghezza filettata vite	lf	=	100 mm
Lunghezza vite	lh	=	300 mm
Angolo di infissione (vite - fibra)	β	=	90.00 °
Senza preforo		=	
Senza sfalsamento		=	
Diametro testa vite	dh	=	18.3 mm

RISULTATI:

Lunghezza penetrazione elemento 1	Lp1	=	200 mm
Lunghezza penetrazione elemento 2	Lp2	=	100 mm
Resistenza caratteristica trazione acciaio	ftens,k	=	31400 N
Lunghezza efficace estrazione filetto (lato punta)		=	100 mm
Resistenza estrazione filetto (lato punta)	Fax,rk	=	11700 N
Resistenza penetrazione testa	Fhead,rk	=	3497 N
Resistenza caratteristica a rifollamento elemento 1	Fh,1,k	=	14.38 N/mm ²
Resistenza caratteristica a rifollamento elemento 2	Fh,2,k	=	14.38 N/mm ²
Momento di snervamento acciaio	Myk	=	35800 Nmm
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 1	nef	=	1.90
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 2	nef	=	1.90
Numero efficace viti parallele alle fibre	nef	=	1.90

DISTANZE MINIME ELEMENTO 1 (legno):

Parallela alle fibre	a1	=	50 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	50 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	100 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	100 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	50 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	100 mm

DISTANZE MINIME ELEMENTO 2 (legno):

Parallela alle fibre	a1	=	120 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	50 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	100 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	150 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	50 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	50 mm

VALORI DI RESISTENZA:

Numero sezioni di taglio	nT	=	1
Contributo a trazione pesato con Johansen	Fax,Rk/4	=	0.82 kN
Resistenza caratteristica a taglio tipo a (elemento t1)	Fv,Rk	=	28.77 kN
Resistenza caratteristica a taglio tipo b (elemento t2)	Fv,Rk	=	14.38 kN
Resistenza caratteristica a taglio tipo c (elemento t2)	Fv,Rk	=	10.59 kN

dott Ing Davide BOASSO

c.so Marconi 2/a - 12089 - Villanova Mondovì
338/8391865 info@ingboasso.com

Resistenza caratteristica a taglio tipo d (elemento t1)	Fv,Rk	=	11.07 kN
Resistenza caratteristica a taglio tipo e (elemento t2)	Fv,Rk	=	6.22 kN
Resistenza caratteristica a taglio tipo f (elemento t2)	Fv,Rk	=	4.51 kN
Resistenza caratteristica a taglio viti per piano di taglio (elemento t2)	Fv,Rk	=	4.51 kN
Resistenza caratteristica a taglio viti			4.51 kN
Resistenza design a taglio viti per piano di taglio	Fv,Rd	=	1.80 kN
Resistenza design a taglio viti			1.80 kN
Resistenza design a taglio del singolo viti con numero efficace e contributo a trazione			1.73 kN
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento			3.46 kN
Numero efficace a estrazione			1.87
Resistenza caratteristica a estrazione del singolo connettore			3.50 kN
Resistenza caratteristica a estrazione dell'intero collegamento			6.53 kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento			2.61 kN
Scorrimento connettore per piano di taglio			1.81 kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.97 VERIFICATO
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	Fv,rd,tot	=	3.46 kN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	Faxdtot,ef	=	2.61 kN
Scorrimento connettore per piano di taglio	Kser	=	1.81 kN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.97 VERIFICATO