

COMMITTENTE/PROPRIETA'



COMUNE DI MACELLO



TITOLO PROGETTO

**RECUPERO E RIFUNZIONALIZZAZIONE DI EX OFFICINA
ARTIGIANALE PER REALIZZAZIONE DI FABBRICATO
DESTINATO AL RICOVERO DEI MEZZI COMUNALI E
LOCALI DESTINATI AL PERSONALE**

LIVELLO PROGETTO

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA
PROGETTO ESECUTIVO**

OGGETTO DELL'ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE STRUTTURALI

TAVOLA	versione	data	oggetto	SCALA
ST-AII.3	0	28.07.2025	I Emissione	1:20

PROGETTISTA

SIA Professionisti Associati
dott. ing. Franco PICOTTO
via Vittorio Veneto n.ro 27
10100 - Cavour (TO)
tel. +39 0175 - 69308 - +39 335 6864674
picotto@studiosia.it
franco.picotto@ingpec.eu

TIMBRI - FIRME

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. Melchiorre STALLONE
Ufficio Tecnico Comunale
Via Vigone 1 - 10060 - Macello (TO)
tel. 0121340301
tecnico@comune.macello.to.it

TIMBRI - FIRME

INDICE

1)	Descrizione della struttura.....	7
2)	Normativa di riferimento	8
2.1)	Struttura.....	8
2.2)	Carichi e sovraccarichi	8
2.3)	Terreni e fondazioni	8
3)	Prestazioni di progetto, classe della struttura, vita utile e procedure di qualità	9
3.1)	Vita nominale [par. 2.4.1]	9
3.2)	Classi d'uso [par. 2.4.2]	9
3.3)	Periodo di riferimento per l'azione sismica [par. 2.4.3]	9
3.4)	Prescrizioni di cui al par. 3.2	10
4)	Materiali utilizzati	10
4.1)	Conglomerato cementizio.....	10
4.1.1)	Qualità dei componenti	10
4.1.2)	Prescrizione per inerti	10
4.1.3)	Prescrizione per il disarmo.....	11
4.1.4)	Prospetto 1 – UNI 11104:2004.....	11
4.1.5)	Prospetto 4. - UNI 11104:2004	12
4.1.6)	Conglomerato per getti non armati	13
4.1.7)	Copriferro nominale.....	13
4.1.8)	Diametro massimo aggregati	13
4.2)	Barre di armatura per cemento armato ordinario.....	14
4.2.1)	Caratteristiche meccaniche	14
4.2.2)	Peculiarità di impiego	14
4.2.3)	Reti e tralicci elettrosaldati	15
4.3)	Acciaio per carpenteria metallica	16
4.3.1)	Processo di saldatura	17
4.3.2)	Caratteristiche meccaniche bulloneria	17
4.4)	Legno.....	17
4.4.1)	Legno lamellare.....	17
4.4.2)	Classe di durata del carico [par. 4.4.4].....	17
4.4.3)	Classe di servizio [par. 4.4.5].....	18
4.5)	Dichiarazione di rispondenza dei materiali.....	18
4.6)	Coefficienti parziali di sicurezza	19
5)	Caratteristiche generali della costruzione	20
5.1)	Tipo di costruzione:.....	20
5.2)	Tipologia strutturale:	20

5.3)	Criteri di progettazione e modellazione come definiti al par.7.2	20
5.3.1)	Classe di duttilità.....	20
5.3.2)	Regolarità.....	20
5.3.3)	Giunti di separazione fra strutture contigue.....	21
5.3.4)	Tipologia strutturale	21
5.3.5)	Fattore di struttura	21
5.3.6)	Elementi non strutturali.....	21
5.3.7)	Impianti.....	22
5.3.8)	Fondazioni e collegamenti in fondazione	22
5.3.9)	Criteri adottati per la definizione del modello della struttura (par. 7.2.6)	22
6)	Metodo di calcolo: Analisi statica lineare	23
8)	Metodo di calcolo: analisi dinamica modale	24
8.1)	Masse eccitate	25
8.2)	Modi propri di vibrare.....	26
8.3)	Verifica della non linearità geometrica	27
8.4)	Azioni sismiche.....	29
9)	Criteri di concezione e di schematizzazione strutturale, modellazione del terreno, proprietà dei materiali, efficacia del modello.....	32
10)	Criteri per la misura della sicurezza	33
10.1)	Metodo di calcolo agli stati limite	33
11)	Particolari costruttivi	33
12)	Presentazione del modello strutturale e sue proprietà.....	34
12.1)	I NODI.....	34
12.2)	Materiali.....	35
12.3)	Sezioni.....	37
12.4)	Schematizzazione delle azioni, condizioni e combinazioni di carico.....	37
12.4.1)	Carichi applicati alla struttura	37
12.4.2)	Combinazioni di carico [par. 2.5.3]	41
12.4.3)	COMBINAZIONE dell'azione SISMICA con le altre azioni variabili	42
13)	Gli elementi finiti utilizzati nella modellazione.....	44
13.1)	Elemento frame (trave e pilastro, trave di fondazione).....	44
13.2)	Elemento boundary (vincolo)	45
13.3)	Masse.....	46
13.3.1)	Midas gestisce:.....	46
14)	Verifiche di rigidezza (RIG) allo stato limite di esercizio [par. 7.3.6.1].....	48
15)	Verifiche di opere in cemento armato con il metodo degli stati limite	50
15.1)	Travi, pilastri, e travi di fondazione.....	50

16)	Verifiche di opere in acciaio con il metodo DM17/01/18 con integrazione dell'Eurocodice 3	53
16.1)	Verifiche a SLU	53
16.2)	Verifiche a SLE.....	59
17)	Verifiche di opere in legno con il metodo del DM17/01/18 con integrazione dell'eurocodice 5.....	60
17.1)	Classi di durata del carico [DM2018, par. 4.4.4]	60
17.2)	Classi di servizio [DM2018, par. 4.4.5]	60
17.3)	Resistenze di calcolo [DM2018, par. 4.4.6]	60
17.4)	Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) [par. 4.4.7]	61
17.4.1)	Controfreccia.....	61
17.4.2)	Freccia istantanea totale.....	61
17.4.3)	Freccia differita	61
17.4.4)	Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	62
17.5)	Verifiche allo stato limite ultimo (SLU) [par. 4.4.8].....	62
17.6)	Risultati per aste reticolari (nei tabulati di calcolo)	62
17.7)	Risultati per travi e pilastri.....	62
18)	Dati modello	64
19)	Tabulati di verifica acciaio.....	74
19.1)	Combinazioni di verifica	74
19.2)	Verifica dettagliata sezione maggiormente sollecitata.....	77
19.3)	Verifica sintetica aste	78
20)	Reazioni vincolari.....	79
21)	VERIFICA PLINTI DI FONDAZIONE.....	83
22)	VERIFICA OPERE IN LEGNO	96
22.1)	VERIFICA PUNTONE 16x20.....	96
22.2)	VERIFICA TRAVE DI BANCHINA 20x52	99
22.3)	VERIFICA TRAVE DI COLMO 20x52	102
23)	RIFACIMENTO COPERTURE IN LEGNO FABBRICATO ESISTENTE	105
23.1)	VERIFICA PUNTONE 16x20	105
23.2)	VERIFICA COLMO 24x24.....	108
23.3)	VERIFICA CANTONALE 24x24	111
23.4)	VERIFICA CAPRIATA IN LEGNO	114
23.4.1)	VERIFICA PUNTONE 16X20.....	116
23.4.1)	VERIFICA CATENA BASSA 2X10X24	118
23.4.1)	VERIFICA CATENA ALTA 2X10X24.....	120
24)	Dichiarazione di rispetto delle verifiche a stato limite	122
25)	Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2).....	123
25.1)	Tipo di analisi svolta	123

25.2)	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	123
25.3)	Affidabilità dei codici di calcolo	123
25.4)	Modalità di presentazione dei risultati	123
25.5)	Presentazione del software	124
25.5.1)	Ogni tipo di carico, carichi mobili, linee e superficie di influenza	125
25.5.2)	Analisi rispondenti ad Eurocodici e Normativa Italiana	125
25.5.3)	Verifica di strutture esistenti in muratura, calcestruzzo, acciaio e legno	126
25.5.4)	Analisi della Costruzione per Fasi.....	126
25.5.5)	Precompressione gestita in modo completo	126
25.5.6)	Interazione terreno-struttura	127
25.6)	Informazioni generali sull'elaborazione	127
25.7)	Validazione dei codici.....	127
25.8)	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.	134

1) Descrizione della struttura

La presente è oggetto di relazione di calcolo di nuova realizzazione di tettoia ad uso deposito mezzi comunali e rifacimento tetto di struttura esistente, sito nel comune di Macello sita in via Buriasco.

Realizzazione nuova tettoia

L'intervento di realizzazione della nuova tettoia prevede una struttura con numero 6 pilastri in acciaio con sezione HEA200, travi di banchina in legno lamellare di sezione 20x52 cm e puntoni in legno lamellare con sezione 16x20 cm. Il manto di copertura sarà realizzato con lastre sottocoppi e sovrastante coppo di copertura.

La dimensione in pianta della struttura è pari a 5,40 m x 17,30 m con altezza di imposta della copertura pari a circa 3,80 m.

Le fondazioni saranno costituite da plinti di fondazione in c.a. con dimensione in pianta pari a 1,50x1,50 m e spessore 0,40 m.

Intervento di rifacimento copertura

L'intervento prevede il rifacimento della copertura in legno del fabbricato esistente.

La struttura portante è costituita in parte da struttura in muratura portante con pilastri in mattoni semipieni di sezione 50x36 cm e in parte da struttura con pilastri in c.a. aventi sezione 30x25 cm. È presente un cordolo di coronamento in c.a. avente sezione 25x35 cm e copertura con struttura in legno.

Le pareti di tamponamento sono costituite in parte da muratura di spessore 12 cm in mattoni semipieni ed in parte da muratura di spessore 12 cm in mattoni forati.

L'intervento prevede il rifacimento della copertura in legno con sostituzione degli elementi esistenti. È prevista la realizzazione di un dormiente in legno vincolato al cordolo in c.a. La struttura di copertura verrà realizzata con n. 5 capriate in legno, colmo in legno lamellare di sezione 24x24 cm, cantonali in legno lamellare con dimensione 24x24 cm e puntoni in legno lamellare con sezione 16x20 cm.

La dimensione in pianta del fabbricato esistente è di circa 20.65 m per 8.65 m.

Località: MACELLO
Provincia: TORINO
Regione: PIEMONTE
Altitudine s.l.m.: 301.0 m

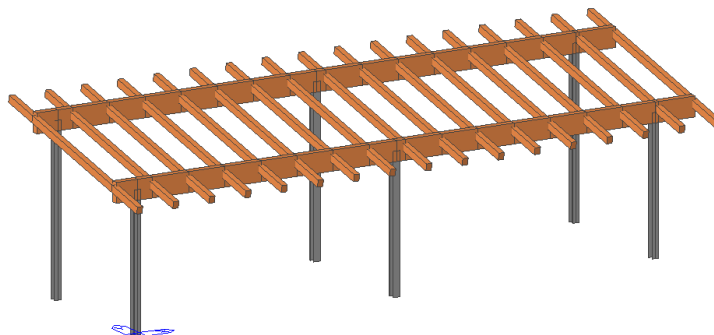


Figura 1 – Vista tridimensionale struttura

2) Normativa di riferimento

2.1) Struttura

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 21 gennaio 2019, n°7 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018

Norme di cui è consentita l'applicazione ai sensi del cap. 12 del D.M. 17 gennaio 2018:

UNI EN 1990: 2004 - Eurocodice 1 – Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-2-4: 1997 - Azioni sulla struttura.

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio.

UNI ENV 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 5 - Progettazione di strutture di legno

UNI ENV 1995-1-1:1995 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1995-1-2:2005 - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.

UNI EN 1995-2:2005 - Parte 2: Ponti..

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici – “Linee Guida sul calcestruzzo strutturale” –

UNI 11104 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

NORME UNI EN armonizzate

ISTRUZIONI DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

LINEE GUIDA DEL SERVIZIO TECNICO CENTRALE DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

ISTRUZIONI E DOCUMENTI TECNICI DEL CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE (C.N.R.)

2.2) Carichi e sovraccarichi

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 21 gennaio 2019, n°7 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018

2.3) Terreni e fondazioni

D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 21 gennaio 2019, n°7 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018

3) Prestazioni di progetto, classe della struttura, vita utile e procedure di qualità

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche variabili; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.1) Vita nominale [par. 2.4.1]

Per la struttura in oggetto è stata prevista una vita nominale V_N di 50 anni, nei quali la struttura sarà utilizzata per lo scopo di progettazione, purché sia soggetta a manutenzione ordinaria.

3.2) Classi d'uso [par. 2.4.2]

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o in un eventuale collasso, la struttura è stata considerata di CLASSE II, corrispondente a :

"costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

3.3) Periodo di riferimento per l'azione sismica [par. 2.4.3]

L'azione sismica di progetto viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R calcolato con la seguente relazione:

$$V_R = V_N * C_u = 50 * 1,0 = 50 \text{ anni}$$

(C_u dipende dalla classe d'uso: in classe II e pari a 1,0)

3.4) Prescrizioni di cui al par. 3.2

In riferimento alle prescrizioni di cui al par.3.2 si definiscono i seguenti parametri:

Categoria del sottosuolo	C	
Categoria topografica	T1	
Amplificazione topografica	$S_T = 1$	
Zona sismica del sito	Zona 3S	
Coordinate geografiche del sito	Lon. = 7.401090° E	Lat. = 44.851515° N

4) Materiali utilizzati

I materiali costruttivi impiegati sono rispondenti ai requisiti imposti dalla norma al par.4.1, al par. 7.4.2 ed al cap.11. Nei tabulati di calcolo sono specificate le singole caratteristiche dei materiali utilizzati.

4.1) Conglomerato cementizio

4.1.1) Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine. La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione. In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri). Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

4.1.2) Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

passante al vaglio di mm 16 = 100%
passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

4.1.3) Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

4.1.4) Prospetto 1 – UNI 11104:2004

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.						
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360
5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360
6 Attacco chimico **)						

XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: *moderato* occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; elevato alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

4.1.5) Prospetto 4. - UNI 11104:2004

Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri							Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza ^{a)}	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C32/40	C35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m3)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ^{a)}					
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}			

^{a)} Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

^{a)} Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

^{b)} Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

In funzione della classe di resistenza, nei calcoli, si sono adottate le seguenti tensioni di progetto, coerentemente con quanto disposto ai §4.1.2.1.1 del D.M.17.01.2018:

Classe	Rck	fck	fcd	fcm	fctm	fctk0,05	fctd	fbd
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C12/15	15	12	6,8	20	1,6	1,1	0,7	1,7
C16/20	20	16	9,1	24	1,9	1,3	0,9	2,0
C20/25	25	20	11,3	28	2,2	1,5	1,0	2,3
C25/30	30	25	14,2	33	2,6	1,8	1,2	2,7
C28/35	35	28	15,9	36	2,8	1,9	1,3	2,9
C32/40	40	32	18,1	40	3,0	2,1	1,4	3,2
C35/45	45	35	19,8	43	3,2	2,2	1,5	3,4
C40/50	50	40	22,7	48	3,5	2,5	1,6	3,7
C45/55	55	45	25,5	53	3,8	2,7	1,8	4,0
C50/60	60	50	28,3	58	4,1	2,9	1,9	4,3

4.1.6) Conglomerato per getti non armati

Per il getto di pulizia si prescrive l'impiego di calcestruzzo magro a 2 kN/m² con sbordo e spessore di almeno 10 cm per tutte le strutture di fondazione.

4.1.7) Copriferro nominale

Copriferro minimo per soddisfare i requisiti di aderenza, durabilità ed eventuale resistenza al fuoco (secondo E.C.2 – Parte 1-1 - §4.4.1):

$$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min,fuoco}) + 5 \text{ mm};$$

$c_{min,b} = \phi \cdot \sqrt{n_b}$ = copriferro minimo per garantire l'aderenza, pari al diametro per il numero di barre nel caso di eventuale gruppo di barre;

$c_{min,fuoco}$ = garantisce la resistenza all'incendio (gli spessori sono riportati in EN 1992-1-2 nel D.M. 16.02.07;

$c_{min,dur}$ = copriferro minimo per garantire la durabilità dell'opera, in funzione delle classi di esposizione (vedere tabella seguente).

Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC2, che si riferiscono a strutture con vita utile di 50 e 100 anni.

CLASSE D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE	SPESSORE MINIMO DI COPRIFERRO ($c_{min,dur}$)			
	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
X0	10	10	20	20
XC1	15	25	25	35
XC2, XC3	25	35	35	45
XC4	30	40	40	50
XS1, XD1	35	45	45	55
XS2, XD2	40	50	50	60
XS3, XD3	45	55	55	65

Spessori minimi del copriferro secondo i prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC 2:2005

Per classe XC1:

$$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min,fuoco}) + 5 \text{ mm} = 20 \text{ mm};$$

per classe XC2 / XC3:

$$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min,fuoco}) + 5 \text{ mm} = 30 \text{ mm}.$$

4.1.8) Diametro massimo aggregati

Come diametro massimo degli aggregati negli impasti, si adotterà per i getti di:

travi, solai e solette: $D_{max} < 15 \text{ mm}$

pilastrini e setti: $D_{max} < 20 \text{ mm};$

plinti, travi di fondazione: $D_{max} < 32 \text{ mm};$

magrone: $D_{max} < 30 \text{ mm}.$

4.2) Barre di armatura per cemento armato ordinario

4.2.1) Caratteristiche meccaniche

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 11.3.Ia

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

Modulo elastico acciaio armatura lenta: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Tensione di progetto (§4.1.2.1.1 – D.M.17.01.2018): $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 391.3 \text{ N/mm}^2$

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib:

Tabella 11.3.Ib

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	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: $\phi < 12 \text{ mm}$ $12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$ per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$ per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	4 ϕ 5 ϕ 8 ϕ 10 ϕ	

4.2.2) Peculiarità di impiego

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio.

Gli acciai B450C possono essere impiegati in barre di diametro ϕ delle barre compreso tra 6 e 40 mm. L'uso di acciai B450C in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\phi < 16 \text{ mm}$.

4.2.3) Reti e tralicci elettrosaldati

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare i 330 mm. Per le reti e i tralicci costituiti con acciaio B450C, gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione $6 \text{ mm} < \varnothing < 16 \text{ mm}$. Per le reti e i tralicci costituiti con acciaio B450A, gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione $5 \text{ mm} < \varnothing < 10 \text{ mm}$ e rispettare le indicazioni della tabella 11.3.lc.

Tabella 11.3.lc

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$ $< 1,25$	10.0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 2,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\varnothing < 10 \text{ mm}$	$4\varnothing$	

I nodi delle reti devono resistere ad una forza di distacco determinata secondo quanto riportato nella UNI EN ISO 15630-2.

4.3) Acciaio per carpenteria metallica

Si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE. Nelle calcolazioni statiche sono stati impiegati i seguenti valori:

modulo elastico: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$

modulo di elasticità trasversale: $G = E/[2(1 + \nu)] = 80769 \text{ N/mm}^2$

coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature fino a 100°C)

densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

In sede di progettazione, sono stati assunti i dati sintetizzati di seguito nelle tabelle (D.M. 17.01.2018):

Tabella 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
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
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

4.3.1) Processo di saldatura

La saldatura degli acciai è prevista con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 287-1:2004 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella norma UNI EN 287-1:2004, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN 1418:1999. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2005.

Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

4.3.2) Caratteristiche meccaniche bulloneria

I bulloni utilizzati nelle giunzioni devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella tabella sottostante (D.M. 17.01.2018):

Tabella 11.3.XIII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XIII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

4.4) Legno

4.4.1) Legno lamellare

Classe di resistenza GL24 (Uni En 14080)

4.4.2) Classe di durata del carico [par. 4.4.4]

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi

Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo qsk, calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengono alla classe di durata istantanea.

4.4.3) Classe di servizio [par. 4.4.5]

Classe di servizio : 2

4.5) Dichiarazione di rispondenza dei materiali

I materiali costruttivi impiegati sono rispondenti ai requisiti imposti dalla norma al par.4.1, al par. 7.4.2 ed al cap.11.

4.6) Coefficienti parziali di sicurezza

STRUTTURE IN C.A. (EN 1992-1-1)	
Calcestruzzo	$\gamma_c = 1,50$
Acciaio per cemento armato	$\gamma_s = 1,15$

Tab. 5 _ Valori dei coefficienti di sicurezza parziali del materiale

STRUTTURE IN ACCIAIO (EN 1993-1-1)	
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)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tab. 6 _ Valori dei coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità (by D.M. 14/01/08)

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU per SLE	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

STRUTTURE IN LEGNO – NTC2018		
Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali		
Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

5) Caratteristiche generali della costruzione

5.1) Tipo di costruzione:

costruzione in acciaio (par. 7.5.)

5.2) Tipologia strutturale:

struttura a mensola o a pendolo inverso (par. 7.5.2.1)

5.3) Criteri di progettazione e modellazione come definiti al par.7.2

5.3.1) Classe di duttilità

Alla struttura si attribuisca una classe di duttilità bassa CD"B"

5.3.2) Regolarità

La struttura risulta regolare in pianta in quanto sono rispettate le seguenti condizioni (par.7.2.1):

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

La struttura risulta regolare in altezza in quanto sono rispettate le seguenti condizioni (par.7.2.1):

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30%

dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

5.3.3) Giunti di separazione fra strutture contigue

La distanza tra strutture contigue è tale da evitare fenomeni di martellamento, la normativa prevede che la distanza minima tra due punti che si fronteggiano non sia inferiore a $H/100 \cdot 2 \cdot a_g \cdot S/g$ con $2 \cdot a_g \cdot S/g \leq 1$ (par.7.2.1).

$$H = 5.15 \text{ m}$$

$$a_g = 1.207$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1.50$$

$$\text{Giunto} = \frac{H}{100} \cdot \frac{2 \cdot a_g \cdot S}{g} = 1.90 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza si assume comunque un giunto pari a circa $H/100 = 5.00 \text{ cm}$

5.3.4) Tipologia strutturale

struttura a mensola o a pendolo inverso (par. 7.5.2.1)

5.3.5) Fattore di struttura

Il fattore di struttura previsto dalla normativa vigente per edifici a pendolo inverso in acciaio è pari a:

$$q = q_0 \cdot k_r = 2,00$$

$$q_0 = 2,00$$

La struttura in progetto è tuttavia stata dimensionata come **struttura non dissipativa** con **fattore di struttura $q_{ND}=1,33$** come previsto dal paragrafo 7.3.1 delle NTC2018.

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD^*B^*} \leq 1,5$$

5.3.6) Elementi non strutturali

Alcuni elementi (quali tamponamenti, murature, serramenti) vengono considerati non strutturali e pertanto la sia la rigidità che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi sismica. Di tali elementi si considera soltanto la massa applicata agli elementi strutturali su cui grava il carico.

Ai sensi del par. C.7.3.6.2 della circolare esplicativa n°7/2019, la verifica delle murature perimetrali si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture

circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

5.3.7) Impianti

Ai fini del paragrafo 7.2.4 si attesta che ciascun elemento degli impianti non eccede il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, pertanto non ricade nelle prescrizioni successive e non richiede uno specifico studio.

5.3.8) Fondazioni e collegamenti in fondazione

Il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno, come previsto al par.7.2.5, sono eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a $\gamma_{Rd}=1,30$ in CD“A” e $\gamma_{Rd}=1,10$ in CD“B”;

La platea di fondazione in calcestruzzo armato ha armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Il collegamento orizzontale tra le fondazioni richiesto dal par.7.2.5 è garantito da una platea che collega i pilastri nelle due direzioni principali, dimensionata per una azione assiale funzione del profilo stratigrafico e del carico verticale agente sugli elementi collegati.

La platea è posizionata ad una distanza minore o uguale a 1m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiale.

5.3.9) Criteri adottati per la definizione del modello della struttura (par. 7.2.6)

Il modello della struttura è tridimensionale e rappresenta le effettive distribuzioni spaziali di massa rigidezza e resistenza. Gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature) sono rappresentati unicamente in termini di massa senza considerare il contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema in quanto non rigidamente collegati con l'ossatura portante.

Non sono presenti piani infinitamente rigidi. Il dimensionamento della struttura è stato condotto considerando l'effettiva rigidezza dei singoli elementi e i collegamenti mutui tra gli stessi.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi è adottato un modello lineare che trascura le non linearità di materiale e geometrica. Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate attraverso spettri di risposta studiate con analisi dinamica modale. L'interazione terreno-fondazione non modifica il moto sismico in quanto a favore di sicurezza la struttura risulta incastrata alla base e le fondazioni sono dimensionate tenendo conto di queste sollecitazioni opportunamente maggiorate dai fattori definiti al par.7.2.5.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione, valutata pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante per entità e direzione su tutti gli orizzontamenti.

6) Metodo di calcolo: Analisi statica lineare

La struttura è stata analizzata e verificata con un'analisi elastica lineare in condizioni statiche secondo quanto previsto al par.4.1.1.1. 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 rigidezza 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 rigidezza, 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).

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

8) Metodo di calcolo: analisi dinamica modale

La struttura è stata analizzata e verificata con un'analisi elastica lineare in condizioni statiche secondo quanto previsto al par.4.1.1.1 e con un'analisi lineare dinamica in condizioni sismiche come previsto al par.7.3.3.1. La verifica sismica ha contemplato l'analisi modale con spettro di risposta utilizzando i parametri a_g , F_0 , T_c^* forniti in allegato alla norma.

L'analisi lineare dinamica, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- 1) determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Il sistema da analizzare è visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osserva che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

L'equilibrio dinamico della struttura viene espresso attraverso la seguente equazione dinamica:

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = -[M]w_g(t)$$

where,

$[M]$: Mass matrix

$[C]$: Damping matrix

$[K]$: Stiffness matrix

$w_g(t)$: Ground acceleration

and, $u(t)$, $\dot{u}(t)$ and $\ddot{u}(t)$ are relative displacement, velocity and acceleration respectively.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi viene utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione :

➤ **CQC (Complete Quadratic Combination)**

<Eq. 4>

$$R_{\max} = \left[\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N R_i \rho_{ij} R_j \right]^{1/2}$$

con:

 R_{\max} valore dell'effetto relativo al modo j; ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata

validità quale:

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

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

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa vengono determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in (DM 17/01/2018 par. 7.3.3.1), moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in (DM 17/01/2018 par.7.2.6.)

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate (involuppo).

Per quanto riguarda gli effetti dinamici si tenga presente che il segno degli involuppi è sempre positivo e che le norme impongono che tali risultati siano considerati anche con segno opposto.

In Midas/gen sono state applicate:

- CQC,
- scelta dei modi partecipanti con fattore di amplificazione modale (analisi modale amplificata) ;
- aggiunta del segno alla combinazione ;
- fattori di partecipazione e controllo delle masse eccitate ;
- fattori di amplificazione modale modo per modo ;
- possibilità di generare un numero indefinito di casi di carico spettrali scegliendo i modi partecipanti con relativo fattore di amplificazione ;

8.1) Masse eccitate

Di seguito sono riportate in forma tabellare la percentuale di massa eccitata per i vari modi di vibrare della struttura:

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	5.8345	0.9286	1.0769	1.7527e-90								
2	9.0961	1.4477	0.6908	3.3661e-74								
3	11.6524	1.8545	0.5392	3.2785e-67								
4	19.8556	3.1601	0.3164	1.6262e-51								
5	22.6450	3.6041	0.2775	6.8909e-47								
6	32.2304	5.1296	0.1949	1.2886e-36								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99.7785	99.7785	0.0009	0.0009	0.0000	0.0000	0.0004	0.0004	49.5310	49.5310	0.1620	0.1620
2	0.0019	99.7805	98.7811	98.7820	0.0000	0.0000	45.2390	45.2393	0.0214	49.5525	0.0996	0.2616
3	0.1691	99.9496	0.0871	98.8691	0.0000	0.0000	0.0397	45.2791	9.7469	59.2994	98.0607	98.3223
4	0.0475	99.9971	0.0000	98.8691	0.0000	0.0000	0.0000	45.2791	31.9031	91.2025	0.0078	98.3301
5	0.0012	99.9983	0.6455	99.5146	0.0000	0.0000	0.2930	45.5721	1.3461	92.5486	0.0051	98.3352
6	0.0015	99.9998	0.0001	99.5147	0.0000	0.0000	0.0000	45.5721	5.2716	97.8201	1.5776	99.9128

8.2) Modi propri di vibrare

Di seguito sono riportati gli schemi dei principali modi di vibrare della struttura:

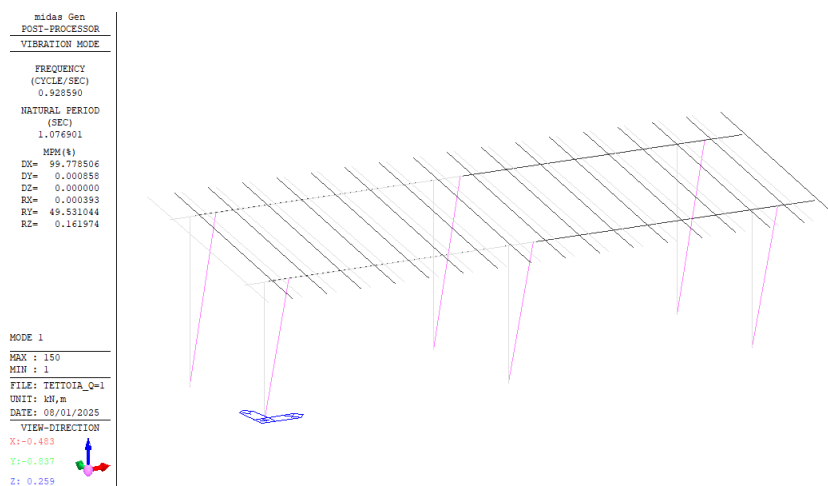


Figura 2 - 1° Modo di vibrare

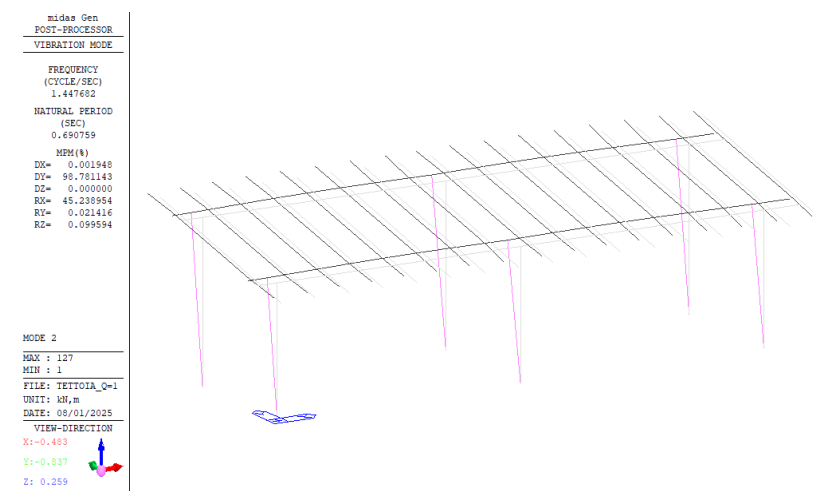


Figura 3 - 2° Modo di vibrare

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
1.854537

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.539219

MRM(%)
DX= 0.169106
DY= 0.087064
DZ= 0.000000
RX= 0.039747
RY= 9.746946
RZ= 98.060719

MODE 3
MAX : 147
MIN : 1
FILE: TETTOIA_Q=1
UNIT: KN,m
DATE: 08/01/2025
VIEW-DIRECTION
X: -0.409
Y: -0.837
Z: 0.259

```

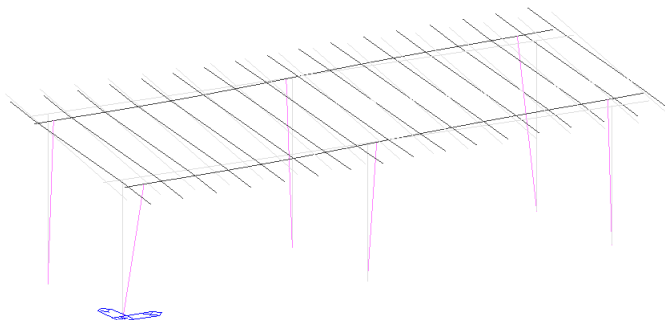


Figura 4 - 3° Modo di vibrare

8.3) Verifica della non linearità geometrica

La scelta dell'analisi lineare è giustificata dal fatto che il valore del fattore θ così come definito al (par. 7.3.1)

$\theta = P \cdot dr / V \cdot h$, ad ogni orizzontamento ha valore inferiore a 0.1. Di seguito è riportata la suddetta verifica.

Tabella 1 SStcX

Load Case	Story	Story Height (cm)	Vertical Load (kgf)	Story Shear Force (kgf)	Modified Story Drift (cm)	Beta (β)	Stability Coefficient (θ)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)
Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV1	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	4.0482	1.0000	0.0634	0.2500	OK	1.0000
SLV2	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	4.0781	1.0000	0.0638	0.2500	OK	1.0000
SLV3	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	-4.0735	1.0000	-0.0638	0.2500	OK	1.0000
SLV4	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	-4.0436	1.0000	-0.0633	0.2500	OK	1.0000
SLV5	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	1.1708	1.0000	0.0183	0.2500	OK	1.0000
SLV6	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	1.2703	1.0000	0.0199	0.2500	OK	1.0000
SLV7	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	-1.2657	1.0000	-0.0198	0.2500	OK	1.0000
SLV8	1F	480.00	19566.2179	2604.6440	-1.1662	1.0000	-0.0183	0.2500	OK	1.0000

Tabella 2 SStcY

Load Case	Story	Story Height (cm)	Vertical Load (kgf)	Story Shear Force (kgf)	Modified Story Drift (cm)	Beta (β)	Stability Coefficient (θ)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)
Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/Ie/Scale Factor/Beta!										
SLV1	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	0.6611	1.0000	0.0067	0.2500	OK	1.0000
SLV2	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	-0.6595	1.0000	-0.0067	0.2500	OK	1.0000
SLV3	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	0.6600	1.0000	0.0067	0.2500	OK	1.0000
SLV4	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	-0.6606	1.0000	-0.0067	0.2500	OK	1.0000
SLV5	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	2.2015	1.0000	0.0224	0.2500	OK	1.0000
SLV6	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	-2.2006	1.0000	-0.0224	0.2500	OK	1.0000
SLV7	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	2.2011	1.0000	0.0224	0.2500	OK	1.0000
SLV8	1F	480.00	19566.2179	4011.0786	-2.2010	1.0000	-0.0224	0.2500	OK	1.0000

8.4) Azioni sismiche

La verifica dinamica è stata condotta impiegando gli spettri di risposta definiti al cap.3.2 utilizzando i parametri a_g , F_0 , T_c^* forniti in allegato alla norma e dipendenti dalla localizzazione del sito d'intervento. Di seguito si riportano i parametri riassuntivi:

Localizzazione dell'intervento

Coordinate MACELLO Long. 7.401090
Vita nominale lat. 44.851515

Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o importanza normale

$V_n = 50$

Classe d'uso

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe = II

$C_u = 1$

Periodo di riferimento

$V_r = V_n * C_u = 50$

Probabilità di superamento P_{vr}

Stati limite		P_{vr}
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Categoria sottosuolo

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

Categoria C

Categoria topografica

-

Categoria T1

$S_T = 1$

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per il periodo di ritorno considerato

	T_R	a_g	F_0	T_c
SLO	30	0.036	2.468	0.203
SLD	50	0.048	2.453	0.220
SLV	475	0.123	2.464	0.264
SLC	975	0.156	2.489	0.271

Coefficiente di smorzamento viscoso

$\xi = 5\%$

Fattore di alterazione dello spettro

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 1.00$

Coefficiente di struttura

$q_0 = 1.33$

Regolarità in altezza

$K_r = 1.0$

Spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

$a_g =$	0.048 g
$F_0 =$	2.453
$T_c^* =$	0.220 s
$S_s =$	1.500
$C_c =$	1.731
$S_T =$	1.000

Parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_T =$	1.500
$\eta = \sqrt{10} / (5 + \xi) =$	1.000
$T_B = T_c / 3$	0.127 s
$T_C = C_c \cdot T_c^*$	0.381 s
$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 =$	1.792 s

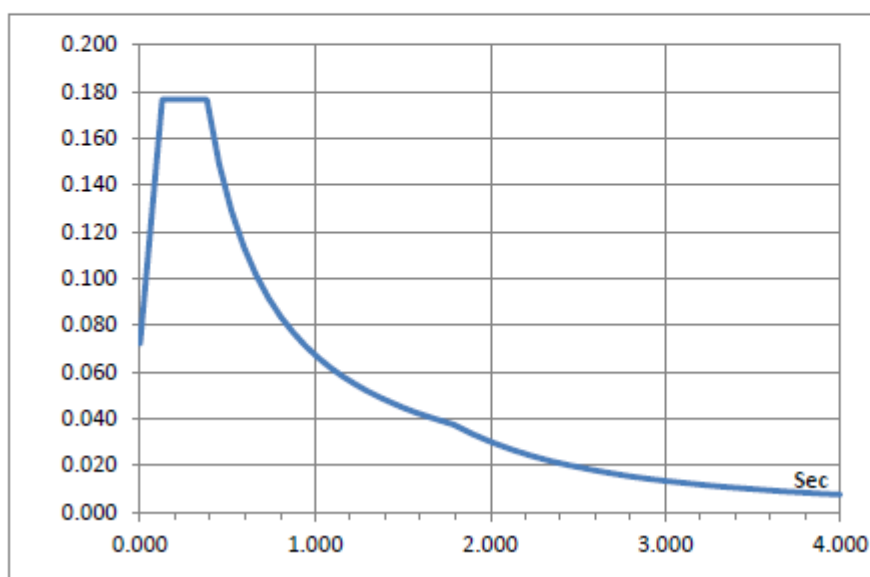
Espressione spettro di risposta

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

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

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

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



Punti dello spettro di risposta		
T_0	0.000	0.072
T_B	0.127	0.177
T_C	0.381	0.177
	0.451	0.149
	0.522	0.129
	0.592	0.114
	0.663	0.101
	0.734	0.092
	0.804	0.084
	0.875	0.077
	0.945	0.071
	1.016	0.066
	1.086	0.062
	1.157	0.058
	1.227	0.055
	1.298	0.052
	1.369	0.049
	1.439	0.047
	1.510	0.045
	1.580	0.043
	1.651	0.041
	1.721	0.039
T_D	1.792	0.038
	1.902	0.033
	2.013	0.030
	2.123	0.027
	2.234	0.024
	2.344	0.022
	2.454	0.020
	2.565	0.018
	2.675	0.017
	2.786	0.016
	2.896	0.014
	3.006	0.013
	3.117	0.012
	3.227	0.012
	3.338	0.011
	3.448	0.010
	3.558	0.010
	3.669	0.009
	3.779	0.008
	3.890	0.008
	4.000	0.008

Spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

$a_g =$	0.123 g
$F_0 =$	2.464
$T_c^* =$	0.264 s
$S_s =$	1.500
$C_c =$	1.630
$S_T =$	1.000
$q =$	1.330

Parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_T =$	1.500
$\eta = 1 / q =$	0.752
$T_B = T_c / 3$	0.143 s
$T_c = C_c \cdot T_c^*$	0.430 s
$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 =$	2.092 s

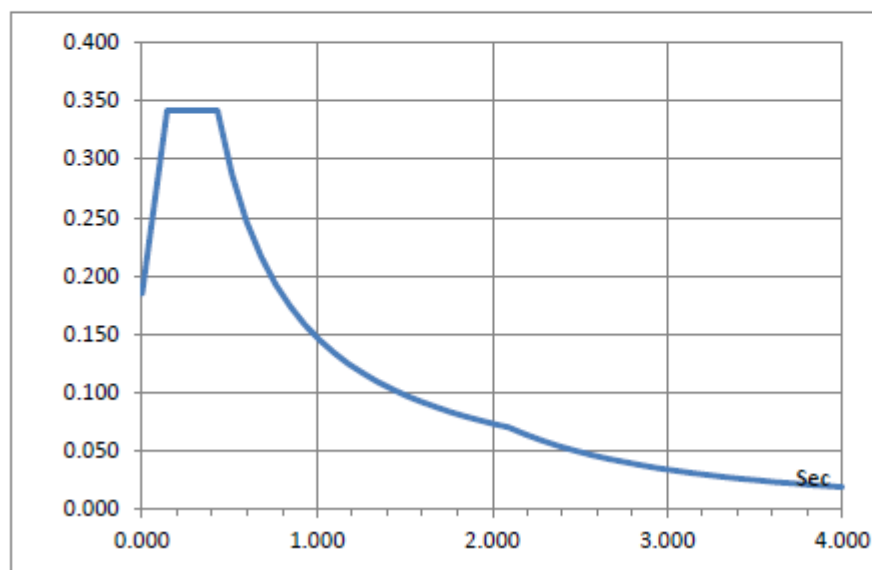
Espressione spettro di risposta

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

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



Punti dello spettro di risposta		
T_0	0.000	0.185
T_B	0.143	0.342
T_c	0.430	0.342
	0.513	0.286
	0.596	0.247
	0.679	0.216
	0.763	0.193
	0.846	0.174
	0.929	0.158
	1.012	0.145
	1.095	0.134
	1.178	0.125
	1.261	0.117
	1.344	0.109
	1.427	0.103
	1.510	0.097
	1.593	0.092
	1.677	0.088
	1.760	0.084
	1.843	0.080
	1.926	0.076
	2.009	0.073
T_D	2.092	0.070
	2.187	0.064
	2.283	0.059
	2.378	0.054
	2.474	0.050
	2.569	0.047
	2.664	0.043
	2.760	0.040
	2.855	0.038
	2.951	0.035
	3.046	0.033
	3.141	0.031
	3.237	0.029
	3.332	0.028
	3.428	0.026
	3.523	0.025
	3.618	0.023
	3.714	0.022
	3.809	0.021
	3.905	0.020
	4.000	0.019

9) Criteri di concezione e di schematizzazione strutturale, modellazione del terreno, proprietà dei materiali, efficacia del modello

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. 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. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi “truss” oppure con elementi “beam” opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi “plate” a comportamento flessionale e membranale. 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 rigidità 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. Nel caso dei pali il comportamento del terreno implica anche l'introduzione di vincoli per la traslazione orizzontale.

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 rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine. La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

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.

10) Criteri per la misura della sicurezza

10.1) Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, nei confronti di eventuali azioni eccezionali. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti.

Gli stati limite sono raggruppabili nelle seguenti categorie:

- **Stati Limite Ultimi:** Stato di superamento oltre il quale a seguito di crolli parziali o globali, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, è possibile compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- **Stati Limite di Esercizio:** Stato di superamento oltre il quale a seguito di eccessi di deformazioni e/o vibrazioni etc è compromessa la funzionalità dell'opera.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per ognuno di essi il metodo consiste essenzialmente nel controllare che la risposta del sistema strutturale, prodotta dalle azioni di progetto F_d , in termini di sollecitazioni o deformazioni sia compatibile con i corrispondenti valori limite:

SLU	$S_d \leq R_d$
SLE	$D_d \leq D_{lim}$

Tab. 1 _ Confronto domanda-capacità ai differenti stati limite

Le verifiche nei confronti degli stati limite sono effettuate in termini di resistenza, duttilità e spostamenti per il contenimento del danno come precisato al paragrafo 7.1 del D.M. 17/01/2018.

Gli stati limite ultimi sono stati verificati utilizzando le azioni definite al par.2.5 , par.2.6. e cap.3 per le condizioni statiche e le azioni del par.3.2 per le condizioni sismiche. Tutte le verifiche a stato limite ultimo (SLU) e a stato limite di salvaguardia della vita (SLV) hanno dato esito positivo e risultano soddisfatti i requisiti di cui al par. 7.3.6.

Analogamente sono state condotte le verifiche a stato limite di esercizio sia in condizioni statiche (SLE) che in condizioni sismiche (SLD) e tutte hanno dato esito positivo e risultano soddisfatti i requisiti di cui al par. 7.3.7.

11) Particolari costruttivi

Nel dimensionamento della struttura sono prese in conto le limitazioni sia geometriche che in termini di armatura previste al par.7.4.6 e al par.4.1.6. I dettagli costruttivi rispettano i requisiti dei suddetti paragrafi

12) Presentazione del modello strutturale e sue proprietà

12.1) I NODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà).

Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master.

Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master. Esso viene usato per collegare gli arcarecci con la trave portante curva.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Viene utilizzata per simulare il comportamento dei solai.

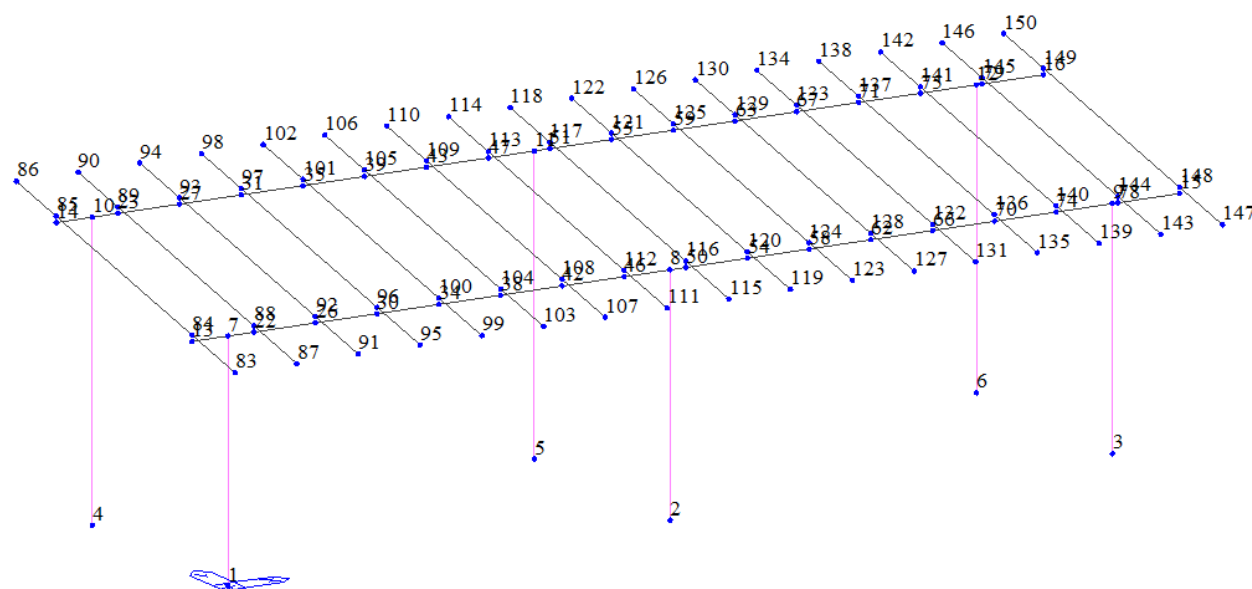


Figura 5 - Numerazione nodi (struttura completa)

12.2) Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica. Si può modellare qualsiasi tipologia di materiale quale calcestruzzo, acciaio, legno, vetro, muratura, materiale definito dall'utente isotropo ed ortotropo.

L'ortotropia di una struttura bidimensionale può essere gestita o attraverso l'ortotropia del materiale o attraverso la geometria stessa della struttura. MIDAS tiene conto delle caratteristiche reologiche dei materiali: VISCOSITA', RITIRO, variazione di resistenza a compressione del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio di precompressione; caratteristiche di plasticità (VON MISES, TRESCA, MOHR-COULOMB, DRUCKER PRAGHER).

General

Material ID: 1 Name: C25/30

Elasticity Data

Type of Design: Concrete

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel

Standard:
 DB:

Concrete

Standard: EN04(RC)
 Code:
 DB: C25/30

Steel

Modulus of Elasticity : 0.0000e+000 kqf/cm²
 Poisson's Ratio : 0
 Thermal Coefficient : 0.0000e+000 1/[C]
 Weight Density : 0 kqf/cm³
 ☐ Use Mass Density: 0 kqf/cm³/q

Concrete

Modulus of Elasticity : 3.2096e+005 kqf/cm²
 Poisson's Ratio : 0.2
 Thermal Coefficient : 1.0000e-005 1/[C]
 Weight Density : 0.002549 kqf/cm³
 ☐ Use Mass Density: 2.6e-006 kqf/cm³/q

Figura 6 - Materiale calcestruzzo

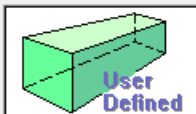
General	
Material ID	2
Name	Legno
Elasticity Data	
Type of Design	User Defined
	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<div> <div> User Defined Standard: None DB: </div> <div> Concrete Standard: Code: DB: </div> </div>	
<div> <div> User Defined Modulus of Elasticity : 1.1100e+005 kqf/cm² Poisson's Ratio : 0.3 Thermal Coefficient : 1.0000e-006 1/[C] Weight Density : 0.0006 kqf/cm³ <input type="checkbox"/> Use Mass Density: 0 kqf/cm³/q </div> <div> Concrete Modulus of Elasticity : 0.0000e+000 kqf/cm² Poisson's Ratio : 0 Thermal Coefficient : 0.0000e+000 1/[C] Weight Density : 0 kqf/cm³ <input type="checkbox"/> Use Mass Density: 0 kqf/cm³/q </div> </div>	

Figura 7 - Materiale Legno massiccio

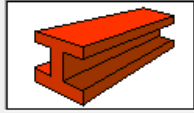
General	
Material ID	4
Name	S275
Elasticity Data	
Type of Design	Steel
	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<div> <div> Steel Standard: EN05(S) DB: S275 </div> <div> Concrete Standard: Code: DB: </div> </div>	
<div> <div> Steel Modulus of Elasticity : 2.1414e+006 kqf/cm² Poisson's Ratio : 0.3 Thermal Coefficient : 1.2000e-005 1/[C] Weight Density : 0.00785 kqf/cm³ <input type="checkbox"/> Use Mass Density: 8.005e-006 kqf/cm³/q </div> <div> Concrete Modulus of Elasticity : 0.0000e+000 kqf/cm² Poisson's Ratio : 0 Thermal Coefficient : 0.0000e+000 1/[C] Weight Density : 0 kqf/cm³ <input type="checkbox"/> Use Mass Density: 0 kqf/cm³/q </div> </div>	

Figura 8 - Materiale Acciaio S275

12.3) Sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi.

La simbologia adottata dal programma è la seguente:

ID	Type	Shape	Name	Area (cm ²)	Asy (cm ²)	Asz (cm ²)	Ixx (cm ⁴)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)	Cyp (cm)	Cym (cm)	Czp (cm)	Czm (cm)
1	DB/User	I	HEA200	53.8000	33.3333	12.3500	14.9811	3690.000	1340.000	10.0000	10.0000	9.5000	9.5000
2	DB/User	SB	Tr. 20x52 LL	1040.000	866.6667	866.6667	105127.9	234346.6	34666.66	10.0000	10.0000	26.0000	26.0000
3	DB/User	SB	Tr. 16x20 LL	320.0000	266.6667	266.6667	14013.86	10666.66	6826.666	8.0000	8.0000	10.0000	10.0000

Figura 9 – Sezioni utilizzate nel modello

12.4) Schematizzazione delle azioni, condizioni e combinazioni di carico

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni del vento sono applicate prevalentemente nelle due direzioni orizzontali o ortogonalmente alla falda in copertura. Le azioni sismiche dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma. I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

12.4.1) Carichi applicati alla struttura

- Static load case - condizioni elementari di carico; Condizioni di carico derivanti da combinazioni di carico; gestione di pesi propri, carichi nodali di qualsiasi tipo, cedimenti di supporti, carichi di qualsiasi tipo su elementi beam singoli e su elementi beam consecutivi con andamento lineare e parabolico;
- floor load – carichi di piano, pressione sugli elementi plate variabili da nodo a nodo, pressione idrostatica, definizione di pressione su aree di pertinenza che insistono su elementi plate, carichi da temperatura (sul sistema, sugli elementi, sui nodi, temperatura a gradiente, beam section temperatures), carichi di precompressione (pretesa, post-tesa, esterna), carichi laterali indotti da vento e forze sismiche statiche equivalenti, spettri di risposta, forzanti qualsiasi variabili nel tempo, carichi mobili di qualsiasi tipologia.

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

12.4.1.1) Pesi Propri

Il peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali è considerato con riferimento al peso dell'unità di volume definito dalla tabella 3.1.I

Materiale	[kN/m ³]
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

I pesi propri dei solaio sono:

Peso proprio copertura in legno	4,00 kN/mc
Peso proprio struttura in acciaio	78,50 kN/mc

12.4.1.2) Permanenti

Permanente copertura	1,20 kN/mq
----------------------	------------

12.4.1.3) Variabili (analisi secondo D.M. 17.01.2018):

Per i carichi variabili si è fatto riferimento ai valori della tabella 3.1.II

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q _k	Q _k	H _k
------	----------	----------------	----------------	----------------

		[kN/m²]	[kN]	[kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	da valutarsi caso per caso		
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.				

12.4.1.4) Carichi da neve

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

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

Provincia : Torino

Zona : Ia

Altitudine : 301 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 1.63 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1

Tipo di copertura: ad una falda ($\alpha = 11.81^\circ$)

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione di carico riportata nella figura a lato, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico, con o senza vento.

Carico da neve :

$$q_s(\mu_1(\alpha)) = 1.30 \text{ kN/m}^2 \quad [\mu_1(\alpha) = 0.8]$$

$$q_s(\mu_1=0.8) = 1.30 \text{ kN/m}^2$$

12.4.1.5) Carichi da vento

Normativa: D.M. 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni)

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Provincia: Torino

Zona: 1

Altitudine: 301 m s.l.m.

Tempo di ritorno T_r : 50 anni;

Velocità di riferimento $v_b(T_r)$: 25 m/s

Pressione cinetica di riferimento q_b : 390 N/m²

Altezza della costruzione z : 5,15 m (z_{min} : 8m)

Distanza dalla costa: Entroterra, distanza dalla costa superiore a 30 km, altitudine inferiore a 500 m

Classe di rugosità del terreno: B

Categoria di esposizione del sito: IV

Coefficiente topografico c_t : 1

Coefficiente dinamico c_d : 1

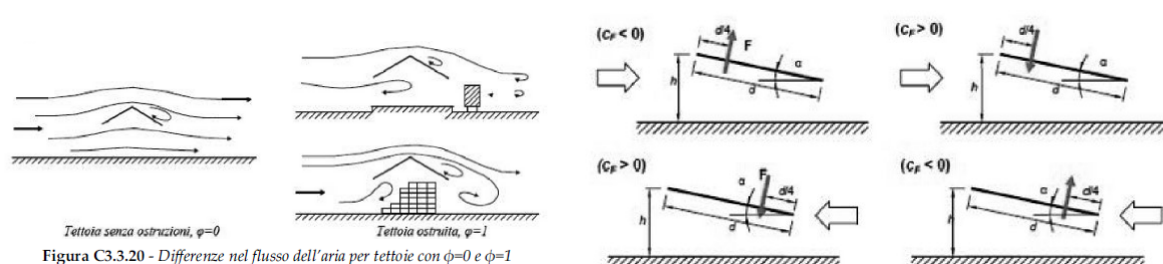
Coefficiente di esposizione $c_e(z)$:

$$c_e(z = 5,15 \text{ m}) = c_e(z_{\min} = 8 \text{ m}) = 1.63$$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_p = 0.8$

$$p(z = 5,15 \text{ m}) = p(z_{\min} = 8 \text{ m}) = 508.56 \text{ N/m}^2$$

L'azione del vento è stata considerata agente sui pilastri in acciaio e sulle travi di banchina in legno lamellare. Trattandosi inoltre di tettoia aperta è stata considerata l'azione del vento prevista dal par. C3.3.8.2 "Tettoie" della Circolare applicativa delle Norme Tecniche.



12.4.2) Combinazioni di carico [par. 2.5.3]

Gli stati limite sono stati verificati utilizzando le azioni definite al par.2.5, par.2.6. e cap.3 per le condizioni statiche e le azioni del par.3.2 per le condizioni sismiche.

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura, secondo la formula fornita dal DM.17/01/2018:

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

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità). La formula di combinazione risulta:

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

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

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

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

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

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

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalla norma DM.17/01/2018 e specificato nel paragrafo sulle azioni. La combinazione risulta:

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

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 accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I Coperture praticabili	-	-	-
Categoria K Coperture per usi speciali	-	-	-
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

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

12.4.3) COMBINAZIONE dell'azione SISMICA con le altre azioni variabili

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z \quad (7.3.10)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario. Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

13) Gli elementi finiti utilizzati nella modellazione

13.1) Elemento frame (trave e pilastro, trave di fondazione)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un angolo β che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

* The arrows represent the positive (+) directions of element forces.

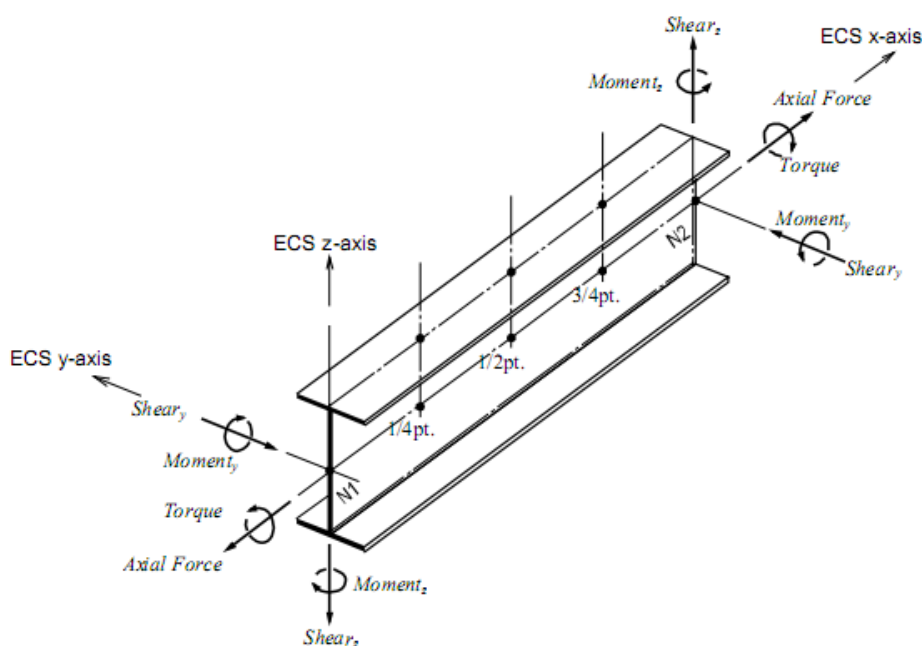


Figure 1.8 Sign convention for ECS and element forces (or stresses) of a beam element

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

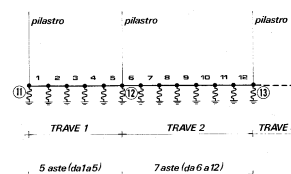
L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;

- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

Midas ha la possibilità di generare strutture di fondazione di qualsiasi tipo con interazione terreno struttura di tipo lineare (Winkler) e nonlineare (compression only). Le molle non lineari possono essere applicate ad elementi beam, plate e solid

L'elemento trave di fondazione è indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale t_z convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.



I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito f_z , f_v , f_y . Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

13.2) Elemento boundary (vincolo)

Midas gestisce:

- Support (Vincoli $D_x, D_y, D_z, R_x, R_y, R_z$)
- Point Spring (molle puntuali $F_x, F_y, F_z, R_x, R_y, R_z$) applicate ai nodi,

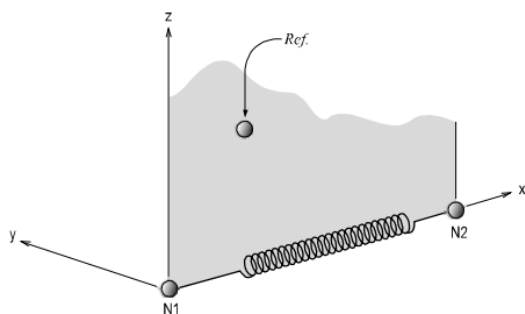
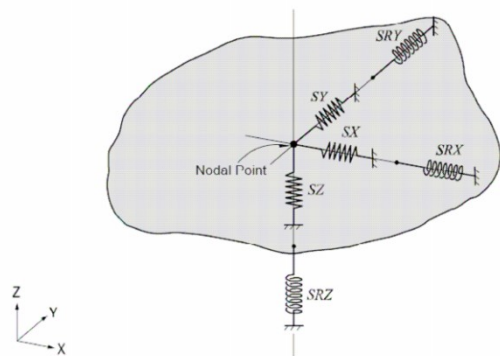


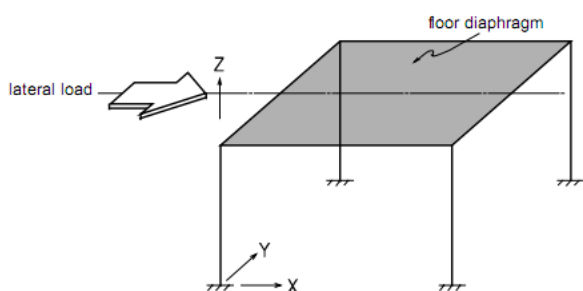
Figure 1.62 The ECS of an elastic link element connecting two nodes

- General Spring (molle generali accoppiate 6x6)
- Surface Spring, molle elastiche alla Winkler e molle non lineari (compression only) per elementi beam, plate, solid, Elastic link, General Link (molle non lineari, isolatori e smorzatori),



(a) Modeling of boundary condition using point spring supports

- Rigid Link



- Panel zone effect (effetti delle zone rigide di nodo)
- node local axis
- Beam end release ($F_x, F_y, F_z, m_x, m_y, m_z$),
- Plate end release (f_x, f_y, f_z, m_y, m_z)
- Beam end offset

13.3) Masse

13.3.1) Midas gestisce:

- Masse nodali, masse aggiuntive di piano per piani rigidi (impianti, macchinari, carichi aggiuntivi), masse 3D (XYZ)
- masse direzionali (X,Y,Z, XY, YZ, XZ), conversione di carichi in massa con gli opportuni coefficienti psi
- scale factor (conversione di carichi nodali, carichi sulle beam, carichi di piano, carichi di pressione idrostatica)
- Building – gestione dei dati tipici per analisi sismica di edifici
- Livello del suolo - ground level,
- rapporto delle forze di taglio di piano (Story shear force ratio); centro di piano considerando le masse o le forze assiali sui pilastri o le forze di taglio sui pilastri; calcolo del reale centro di rigidità di piano considerando due sistemi di forze orizzontali indipendenti; gestione automatica dei piani rigidi, delle eccentricità accidentali dei carichi (X;Y), del fattore di amplificazione torsionale, del vento ; generazione automatica e semplice di edifici multipiano

Mass Direction

☐ X ☐ Y ☐ Z

☒ X, Y ☐ Y, Z ☐ X, Z

☐ X, Y, Z

Load Type for Converting

☒ Nodal Load

☒ Beam Load

☒ Floor Load

☒ Pressure (Hydrostatic)

Gravity : cm/sec²

Load Case / Factor

Load Case : ...

Scale Factor :

LoadCase	Scale
PP	1
Perm	1

Add

Modify

Delete

Figura 10 - Masse sismiche considerate

14) Verifiche di rigidezza (RIG) allo stato limite di esercizio [par. 7.3.6.1]

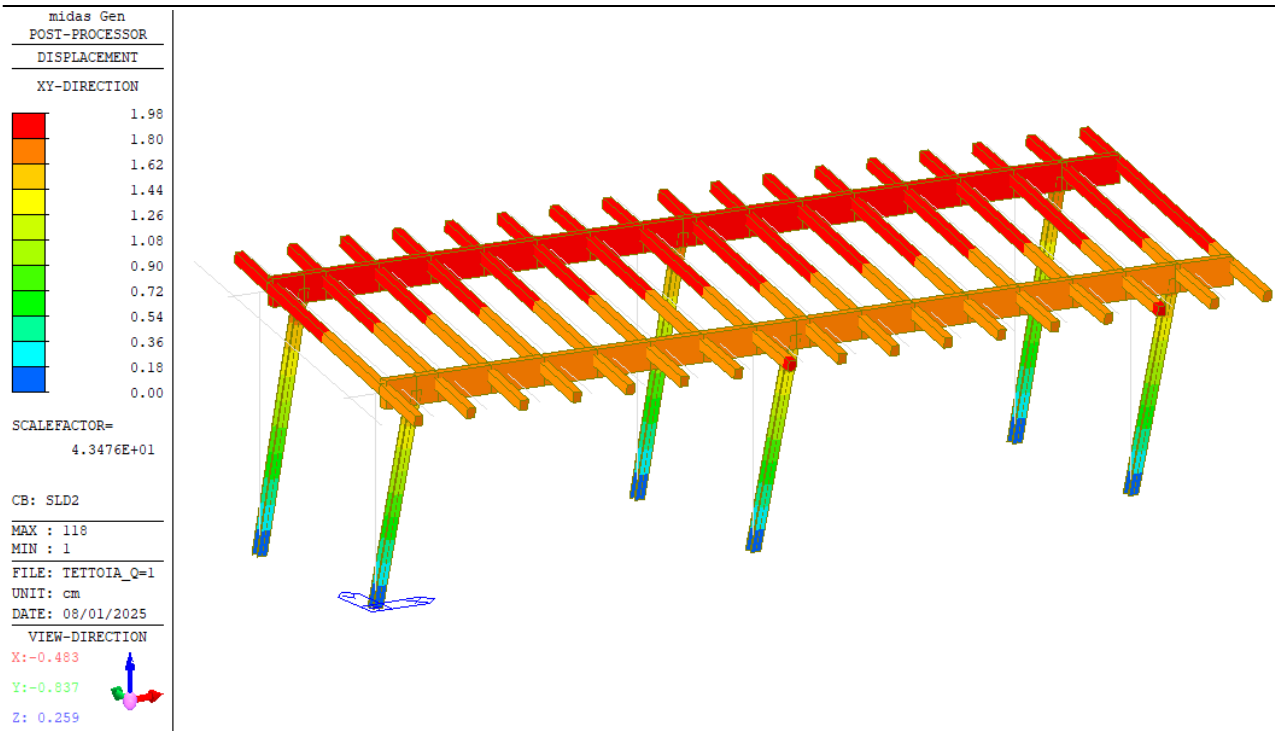
Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, contenimenti del danno e di contenimento della funzionalità.

Per costruzioni in classe II si è verificato che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere l'opera non utilizzabile temporaneamente. Per la verifica si sono calcolati gli spostamenti di piano in presenza dell'azione sismica relativa allo SLD imponendo che siano inferiori a: $\Delta_r < 0.005 \cdot h$ (par. 7.3.6.1)

Di seguito è riportata una schematizzazione delle verifiche sullo spostamento di piano, in condizioni allo SLD.

Tabella 3 SDrftC

Load Case	Story	Story Height (cm)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				
					Node	Story Drift (cm)	Modified Drift (cm)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.005 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!									
SLD1	1F	480.00	1.00	0.0050	5	1.8825	1.8825	0.0039	OK
SLD2	1F	480.00	1.00	0.0050	6	1.9058	1.9058	0.0040	OK
SLD3	1F	480.00	1.00	0.0050	6	1.8994	1.8994	0.0040	OK
SLD4	1F	480.00	1.00	0.0050	4	1.8780	1.8780	0.0039	OK
SLD5	1F	480.00	1.00	0.0050	5	1.2400	1.2400	0.0026	OK
SLD6	1F	480.00	1.00	0.0050	5	1.2437	1.2437	0.0026	OK
SLD7	1F	480.00	1.00	0.0050	5	1.2551	1.2551	0.0026	OK
SLD8	1F	480.00	1.00	0.0050	5	1.2235	1.2235	0.0025	OK



15) Verifiche di opere in cemento armato con il metodo degli stati limite

15.1) Travi, pilastri, e travi di fondazione

Fra le informazioni di testa per le travi è anche segnalata la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z . Vengono riportate, in ordine:

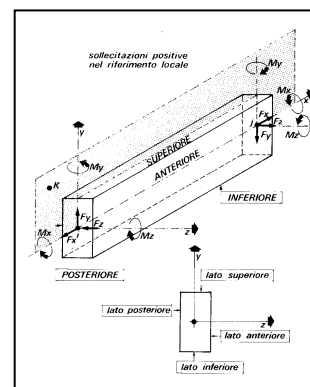
- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza F_x, F_y, F_z (F); M_x, M_y, M_z (F*m).

Per le travi e le fondazioni viene applicata la regola della traslazione. In particolare il momento flettente viene incrementato, dove richiesto, del prodotto di F_y (o F_z) con $0.9*d$, dove d è l'altezza utile corrispondente.

Per elementi trave di fondazione F_x, F_z, M_y sono generalmente nulli.

Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono (vedi figura):

- F_x (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- F_y (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- F_z (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- M_x (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a x a sinistra dell'ascissa in esame;
- M_y (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse z ;
- M_z (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse y .



Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:

- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore (cm²); si noti che tali armature sono quelle totali. La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti e quattro i valori di armatura; per i pilastri circolari viene determinata e stampata l'armatura totale distribuita uniformemente su tutta la circonferenza;
- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituito dal rapporto x/d ;
- indice di resistenza a presso-tensoflessione (F_x, M_y, M_z): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione (F_y, F_z, M_x) o indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle) per NTC 2018: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;

- Indice di resistenza a taglio/torsione (V , M_x): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale.
- Indice di resistenza a scorrimento: compare solo nel caso di setti calcolati con l'Ordinanza 3431 e NTC 2018 e riporta l'indice di resistenza che si ricava dal rapporto fra la resistenza a scorrimento (vedi § 5.4.5.2 dell'Ordinanza e § 7.4.4.5.2.2 delle NTC/2018) e la sollecitazione di taglio.
- asw_t , asw_o : in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da asw_t e asw_o e dall'applicazione dei minimi di normativa.
- per i pilastri, nel caso NTC 2018, nelle colonne αM_y e αM_z vengono riportati i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni M_y ed M_z derivanti dal rispetto della gerarchia delle resistenze trave/pilastro.

Viene evidenziata, su una riga conclusiva apposita, l'involuppo delle armature in grado di resistere a tutte le situazioni. Per la sezione rettangolare viene riportata l'armatura aggiuntiva effettiva sui quattro lati, detraendo dall'armatura totale quella dei reggistaffe. Per la sezione circolare è invece sempre riportato il valore totale distribuito. Viene infine indicato il passo delle staffe calcolato o di normativa.

Alla fine del tabulato di progetto delle armature riguardante un'asta, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchietto che riepiloga nell'ordine:

- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo; tale sollecitazione può infatti derivare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero di combinazione o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e variabili o dell'eventuale momento di sicurezza (in questo secondo caso il contrassegno di combinazione è dato dal simbolo --);
- xM_{\max} ; ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- M_{\max} ; valore del momento massimo positivo;
- A_{inf} , D. inf agg.; armatura inferiore totale derivante dall'azione del momento massimo positivo, numero e diametro delle barre aggiuntive, come al solito, rispetto ai reggistaffe comunque presenti;
- A_{sup} , D. sup agg.; valgono le stesse considerazioni di sopra, riferite all'armatura superiore;
- il rapporto x/d e l'indice di resistenza a flessione.

Nelle verifiche di esercizio per gli elementi vengono considerati i soli effetti del momento flettente M_z , ma per comodità dell'utente il tabulato riporta anche il valore delle altre sollecitazioni, incluse fra [] per significare che non entrano in gioco nella verifica. Per lo stesso motivo fra parentesi [] sono anche riportate le armature anteriori e posteriori.

- Apertura delle fessure w (mm): rappresenta l'ampiezza della fessura derivante dall'azione del momento flettente M_z all'ascissa indicata. La fessura si apre superiormente per M_z negativo, inferiormente per M_z positivo.

La freccia viene riportata nel prospetto specifico (che compare a fine trave) riguardante anche il momento massimo in campata.

Per i restanti tipi di elementi (pilastri e setti) viene effettuata la sola verifica delle tensioni di esercizio (non compaiono pertanto risultati sull'apertura delle fessure e sulla freccia). La sezione viene trattata a presso-tensoflessione, trascurando in questo caso l'eventuale contributo del calcestruzzo a trazione. Vengono ignorate agli effetti della verifica le sollecitazioni torcenti e di taglio, comunque riportate fra [] nei tabulati per memoria.

Se si verifica la necessità di armare a punzonamento le travi o le fondazioni viene determinata la sezione complessiva delle barre piegate, che andranno disposte parallelamente alle staffe della trave.

Vengono indicate:

- asta: numero dell'asta oggetto di verifica;
- ascissa x (cm): ascissa dell'asta;
- taglio: valore dell'azione di taglio complessiva agente al nodo;
- carico limite di punzonamento;
- coefficiente di sicurezza al punzonamento;
- armatura piegati a punzonamento (cm^2), eventuale.

Considerazioni per l'analisi dinamica.

I risultati dinamici considerati sono quelli ottenuti per inviluppo, a seconda della modalità scelta. Si possono generare diverse combinazioni risultanti (sovrapposizione degli effetti statici e degli effetti dinamici) indicate nei tabulati con delle lettere.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici si tenga presente che il segno degli inviluppi è sempre positivo e che le norme impongono che tali risultati siano considerati anche con segno opposto.

16) Verifiche di opere in acciaio con il metodo DM17/01/18 con integrazione dell'Eurocodice 3

16.1) Verifiche a SLU

(1) Resistance of cross-sections

• Tension

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

• Design tension resistance

- The design ultimate resistance of the net cross-section at holes for fasteners is not considered in midas Gen.

• Compression

- Design compression resistance

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{For class 1,2 and 3 cross sections}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{For class 4 cross sections}$$

- In the case of unsymmetrical Class 4 sections, the additional moment due to the eccentricity of the centroidal axis of the effective section is considered in midas Gen.

• Bending moment

- Design bending resistance

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{For class 1 or 2 cross sections}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{For class 3 cross sections}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{For class 4 cross sections}$$

• Shear

- Design shear resistance in the absence of torsion

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

- The shear area A_v is calculated based on the clause 6.2.6 (3) as per EN1993-1-1
- Rolled I and H sections, load parallel to web: $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
- but not less than Design elastic shear resistance is not applied.

• Shear Buckling

- The shear buckling resistance for webs without intermediate stiffeners is calculated, according to section 5 of EN 1993-1-5, if

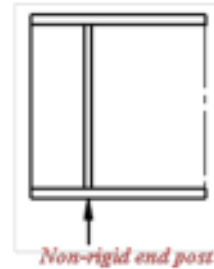
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

- For steel grades up to and including S460: $\eta = 1.20$
- For higher steel grades: $\eta = 1.00$
- Design resistance

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

$$V_{bw,Rd} = \chi_w f_{yw} \frac{h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$



- Stiffener design to resist shear buckling is not provided in midas Gen.
- Stiffener type for end supports is assumed as a non-rigid end post.
- It is assumed that the length of an unstiffened plate, 'a' is the same as the unbraced length.

Torsion

- The torsional resistance is not checked.

Bending and Shear

- The effect of shear force on the moment resistance is considered.
- Where the shear force is less than half the plastic shear resistance, its effect on the moment resistance is neglected.
- Where $V_{ED} \geq 0.5V_{pl,Rd}$

I-cross-sections with equal flanges and bending about the major axis

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_b^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{but, } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{ED}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad \text{Torsion is not considered when calculating } \rho$$

For the other cases

$$M_{V,Rd} = (1 - \rho) M_{c,Rd}$$

• Bending and Axial Force

- The effect of axial force on the moment resistance is considered.
- Class 1 and 2 cross sections

For doubly symmetrical I- and H-sections, allowance is not made for the effect of the axial force on the plastic resistance moment about the y-y axis when both the following criteria are satisfied:

$$N_{Ed} \leq 0.25 N_{pl,Rd} \quad N_{Ed} \leq \frac{0.5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

For doubly symmetrical I- and H-sections, allowance is not made for the effect of the axial force on the plastic resistance moment about the z-z axis when:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

The following equations are used for standard rolled I or H sections and for welded I or H sections with equal flanges:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)(1 - 0.5a) \quad \text{but} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

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

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

$$\text{Where } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \\ a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{but } a \leq 0.5$$

• Bending and Axial Force

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{for Class 1\&2 sections} \\ \text{I and H section: } \alpha=2; \beta=5n \text{ but } \beta \geq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad \text{for Class 1,2,3 \& 4 sections}$$

• Bending, Shear and Axial Force

- Where the shear force exceeds 50% of the plastic shear resistance, its effect on the moment of resistance is reflected in the formula above.
- $M_{pl,y,Rd}$ and $M_{pl,z,Rd}$ are replaced by $M_{vy,Rd}$ and $M_{vz,Rd}$ respectively in the following equations to consider shear effect in the above criterion a).

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5 a_w)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1 - n)/(1 - 0.5 a_r)$$

- $M_{y,Rd}$ and $M_{z,Rd}$ are replaced by $M_{yV,Rd}$ and $M_{zV,Rd}$ respectively in the above criterion b) to consider shear effect.

(2) Buckling resistance of members

- Uniform members in compression

For slenderness $\lambda \leq 0.2$ or for $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$ the buckling effects are ignored.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \text{ for Class 1, 2 and 3 cross-sections} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \text{ for Class 4 cross-section}$$

N_{cr} is the elastic critical force for the relevant buckling mode based on the gross cross sectional properties.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2}$$

- Flexural buckling is checked for the L, C, I, T, Box, Pipe, Double L, and Double C section.
- Torsional and torsional-flexural buckling is not checked.
- Design buckling resistance

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{for Class 1, 2 and 3 cross-sections}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{for Class 4 cross-sections}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{but } \chi \leq 1.0 \quad \Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Buckling Curve	a_0	a	b	c	d
Imperfection factor α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

- Uniform members in bending
 - For the uniform and doubly symmetric I cross-sections only, the lateral torsional buckling check is provided.
 - It is assumed that the section is loaded through its shear center, and the boundary conditions at each end are both restrained against lateral movement and restrained against rotation about the longitudinal axis.
 - For slenderness $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ or for $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ the lateral torsional buckling effects are ignored.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad \lambda_{LT,0} = 0.4$$

M_{cr} is the elastic critical moment for lateral-torsional buckling. The value of C_1 depends on the moment distribution along the member which is calculated based on the table in the following page

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_x}{L_{cr,LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_x} + \frac{L_{cr,LT}^2 G I_t}{\pi^2 E I_x}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$I_w = \frac{I_x(h-t_f)^2}{4} \quad : \text{Warping Constant}$$

- If the member type is column, C_1 is calculated based on the table below. EN 1993-1-1: 1992 Annex.



ψ	k	C_1
+1	1.0	1.000
	0.7	1.000
	0.5	1.000
+3/4	1.0	1.141
	0.7	1.270
	0.5	1.305
+1/2	1.0	1.323
	0.7	1.473
	0.5	1.514
+1/4	1.0	1.563
	0.7	1.739
	0.5	1.788

ψ	k	C_1
0	1.0	1.879
	0.7	2.092
	0.5	2.150
-1/4	1.0	2.281
	0.7	2.538
	0.5	2.609
-1/2	1.0	2.704
	0.7	3.009
	0.5	3.093
-3/4	1.0	2.927
	0.7	3.009
	0.5	3.093
-1	1.0	2.752
	0.7	3.063
	0.5	3.149

- If the member type is beam, C_1 is calculated based on the table below.

Conditions	Bending moment diagram	k	C_1
Case 1		1.0	1.132
		0.5	0.972
Class 2		1.0	1.285
		0.5	0.712
Case 3		1.0	Same as Case 1
		0.5	Case 1
Case 4		1.0	Same as Case 2
		0.5	Case 2
Case 5		1.0	Same as Case 1
		0.5	Case 1

• Design buckling Resistance

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{for Class 1 or 2 cross-section}$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{for Class 3 cross-section}$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{for Class 1 or 2 cross-section}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{but } \chi_{LT} \leq 1.0$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Buckling Curve	a	b	c	d
Imperfection factor α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

- The method in the Clause 6.3.2.3 and 6.3.2.4 of EC3 are not considered.
- Uniform members in bending and axial compression
 - For members which are subjected to combined bending and axial compression, the resistance to lateral and lateral-torsional buckling is verified by the following criteria.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

ζ_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} are the interaction factors. These values are obtained from Annex A in EN 1993-1-1: 2005.

ζ_{my} , C_{my} , C_{mLT} in Annex A can be either user defined or auto-calculated.

Values for $N_{Rk} = f_y A_k$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ and $\Delta M_{i,Ed}$

Class	1	2	3	4
A_k	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{Ny} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{Nz} N_{Ed}$

- When the design axial force, N_{Ed} is larger than $N_{cr,z}$ or $N_{cr,TF}$, the criteria above are not applied.
- General method of the clause 6.3.4 is not considered.

16.2) Verifiche a SLE

(1) Vertical Deflection

- Vertical deflection can be checked for beam member.
- Remaining total deflection (w_{max}) caused by the permanent and variable actions is automatically checked based on the serviceability load combinations.
- The default limit value is set to $L/250$
- The deflection due to the variable actions can be checked manually by adding load combination consisting of variable actions and changing the limit value



Figure A1.1 - Definitions of vertical deflections

(2) Horizontal Deflection

- Horizontal deflection can be checked for column members.
- Horizontal displacement over a story height H_i is automatically checked based on the serviceability load combinations.
- The default limit value is set to $H_i/300$.
- Overall horizontal displacement over the building height H should be checked separately.

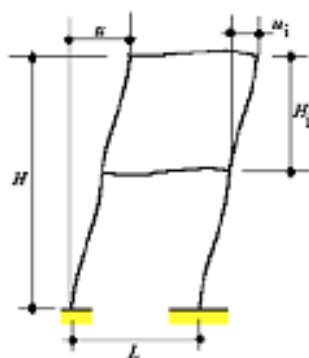


Figure A1.2 - Definition of horizontal displacements

(3) Dynamic effects

- The vibration of structures is not checked.

17) Verifiche di opere in legno con il metodo del DM17/01/18 con integrazione dell'eurocodice 5

17.1) Classi di durata del carico [DM2018, par. 4.4.4]

Sulla base delle azioni agenti sulla struttura si sono qualificate le seguenti classi di durata:

- classe di durata di carico PERMANENTE (comprende i pesi propri e i carichi permanenti che non possono essere rimossi dalla struttura)
- classe di durata di carico LUNGA DURATA (comprende i pesi proprio e carichi permanenti che non possono essere rimossi dalla struttura. Siccome non ci sono carichi permanenti suscettibili di cambiamenti, essa e come carichi e uguale a quella permanente)
- classe di durata BREVE DURATA (comprende i pesi propri, carichi permanenti in genere e il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk})
- classe di durata ISTANTANEA (comprende i pesi propri, carichi permanenti in genere, l'azione del vento e l'azione derivante dal sisma)

17.2) Classi di servizio [DM2018, par. 4.4.5]

La struttura per il tipo di legname, per la posizione sul territorio e per l'uso si è classificata con classe di servizio 2.

Classificazione da normativa; "...è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno...."

17.3) Resistenze di calcolo [DM2018, par. 4.4.6]

Le resistenze di calcolo per le varie classi sono state fornite nel capitolo dedicato ai materiali. Esse sono state calcolate mediante la relazione generica:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

- X_k : è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili;

γ : è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale pari a 1,45 per legno lamellare

k_{mod} : è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura.

I k_{mod} utilizzati nella struttura sono:

<i>Classe di servizio</i>	<i>classe di durata di carico PERMANENTE</i>	<i>classe di durata di carico LUNGA DURATA</i>	<i>classe di durata BREVE DURATA</i>	<i>classe di durata ISTANTANEA</i>
2	0.6	0.7	0.9	1.0

17.4) Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) [par. 4.4.7]

Le verifiche a stato limite di esercizio sono state condotte secondo il DM 17/01/2018 integrato dalla EC5.

Nel caso specifico sono state verificate tre classi di durata per lo SLU:

- Classe di durata PERMANENTE / LUNGA DURATA (in questo caso sono uguali come carichi, ma la peggiore condizione si ha nella durata permanente, visto che si ha un k_{mod} minore)
- Classe di durata BREVE DURATA
- Classe di durata ISTANTANEA

Di seguito sono riportati in dettaglio le combinazioni usate per ricavare le varie frecce strutturali, con riferimento alla resistenze usate.

17.4.1) Controfreccia

La struttura in oggetto di verifica è stata considerata una controfreccia nulla. Per cui risulta:

$$w_c = 0$$

17.4.2) Freccia istantanea totale

La freccia istantanea w_{ist} è calcolata sulla base della combinazione di carichi rara determinante per il sistema considerato. (vengono calcolate le frecce istantanee di tutte e quattro le classi di carico, e scelta al condizione peggiore). Le resistenze usate nel calcolo sono i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

17.4.3) Freccia differita

La freccia dovuta agli effetti viscosi w_{dif} è calcolata sulla base delle combinazioni di carichi quasi permanenti.

(vengono calcolate le frecce istantanee di tutte e quattro le classi di carico, e scelta al condizione peggiore). Le resistenze usate nel calcolo sono i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. Il valore di k_{def} è:

$k_{def} = 0.8$ (per classe di servizio 2)

17.4.4) Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili

La freccia istantanea $w_{2,ist}$ è calcolata sulla base della combinazione di carichi frequenti variabili (cioè senza carichi permanenti) determinante per il sistema considerato. (vengono calcolate le frecce istantanee di tutte e quattro le classi di carico, e scelta al condizione peggiore). Le resistenze usate nel calcolo sono i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

17.5) Verifiche allo stato limite ultimo (SLU) [par. 4.4.8]

Le verifiche a stato limite ultimo vengono svolte secondo le disposizioni del paragrafo della normativa, in base alla tipologia di sollecitazione singola o composta.

Le tensioni interne sono state calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e una relazione lineare tra le tensioni e deformazioni.

Nel caso specifico sono state verificate tre classi di durata per lo SLU:

- Classe di durata PERMANENTE
- Classe di durata BREVE DURATA
- Classe di durata ISTANTANEA

17.6) Risultati per aste reticolari (nei tabulati di calcolo)

Viene riportata una descrizione dei parametri di progetto e successivamente, in sequenza per ogni asta:

- numero combinazione di carico;
- sforzo normale N (corrispondente a F_x), positivo se di trazione;
- sezione utile: viene riportato il valore della sezione (cm^2) utilizzata in fase di verifica;
- snellezza y_x ; è la solita snellezza calcolata nel piano y_x ;
- analogamente per la snellezza z_x ;
- $K_{c,y}$, $K_{c,z}$: sono i valori dei coefficienti, conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative y_x e z_x ;
- I.R., indice di resistenza;
- I.S., indice di stabilità.

17.7) Risultati per travi e pilastri

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x , y , z :

- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza F_x , F_y , F_z (F), M_x , M_y , M_z ($F \cdot m$);
- l'indice di resistenza I.R. dipende se la sollecitazione è di sola flessione oppure dovuta ad azioni combinate di flessione e trazione;

- per l'azione di taglio viene determinato un indice specifico $I.Va$;
- per l'azione di torsione viene determinato un indice specifico $I.Tor.$; se l'azione è di taglio e torsione viene determinato un secondo indice che riguarda entrambi gli effetti. L'indice $I.Tor.$ riportato è il più gravoso fra quello determinato a sola torsione e quello prodotto per effetto combinato.

Il tabulato riguardante la verifica di svergolamento riporta:

- snellezze relative nei due piani y_x e z_x ;
- $k_{crit,yx}$, $k_{crit,zx}$: sono i valori dei coefficienti conseguenti, rispettivamente, alle snellezze relative y_x e z_x ;
- indice di svergolamento $I.Sv$.

In alternativa alla verifica di svergolamento può essere rappresentata la verifica di instabilità. Le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente sono quelle massime riscontrate durante la verifica di resistenza. In questo caso un tabulato riporta:

- $S_{n,yx}$ e $S_{n,zx}$ sono le snellezze valutate nei due piani di flessione y_x e z_x ;
- $k_{c,yx}$, $k_{c,zx}$: sono i valori dei coefficienti, conseguenti, rispettivamente, alle snellezze y_x e z_x ;
- $I.S.$, indice di stabilità.
- M_y .

18)Dati modello

< Control Data >

*** CONTROL DATA

Panel Zone Effect : Do not Calculate

Unit System : KGF, CM

Definition of Frame

- X Direction of Frame : Unbraced I Sway

- Y Direction of Frame : Unbraced I Sway

- Design Type : 3-D

Design Code

- Steel : Eurocode3:05

- Concrete : Eurocode2:04

- SRC : SSRC79

< Static Loadcase >

*** LOAD CASE DATA

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT FACTOR			DESCRIPTION
			X	Y	Z	
1	PP	D	0.000	0.000	-1.000	Peso proprio struttura
2	Perm	D	0.000	0.000	0.000	Permanente portato
3	Neve	S	0.000	0.000	0.000	Neve zona Alpina I <1000m slm
4	Vento +X	W	0.000	0.000	0.000	
5	Vento -X	W	0.000	0.000	0.000	
6	Vento +Y	W	0.000	0.000	0.000	
7	Vento -Y	W	0.000	0.000	0.000	
8	Vento +Y CF>0	W	0.000	0.000	0.000	
9	Vento +Y CF<0	W	0.000	0.000	0.000	

< Story >

*** STORY DATA

NAME	LEVEL	HEIGHT	FLOOR DIAPHRAGM
5F	480.000	0.000	Do not consider
1F	0.000	480.000	Do not consider

< Node >

*** NODE DATA

NO	X	Y	Z	TEMPERATURE
1	0	0	0	0
2	770	0	0	0
3	1540	0	0	0
4	0	410	0	0
5	770	410	0	0
6	1540	410	0	0
7	0	0	390	0
8	770	0	390	0
9	1540	0	390	0
10	0	410	480	0
11	770	410	480	0
12	1540	410	480	0
13	-63	0	390	0
14	-63	410	480	0
15	1657	0	390	0
16	1657	410	480	0
22	44.5	0	390	0
23	44.5	410	480	0
26	152	0	390	0
27	152	410	480	0
30	259.5	0	390	0
31	259.5	410	480	0
34	367	0	390	0
35	367	410	480	0
38	474.5	0	390	0
39	474.5	410	480	0
42	582	0	390	0
43	582	410	480	0
46	689.5	0	390	0
47	689.5	410	480	0
50	797	0	390	0
51	797	410	480	0
54	904.5	0	390	0
55	904.5	410	480	0
58	1012	0	390	0
59	1012	410	480	0
62	1120	0	390	0
63	1120	410	480	0
66	1227	0	390	0
67	1227	410	480	0
70	1335	0	390	0
71	1335	410	480	0
74	1442	0	390	0
75	1442	410	480	0
78	1550	0	390	0
79	1550	410	480	0
83	-63	-130	371.5	0

84	-63	0	400	0
85	-63	410	490	0
86	-63	530	516.3	0
87	44.5	-130	371.5	0
88	44.5	0	400	0
89	44.5	410	490	0
90	44.5	530	516.3	0
91	152	-130	371.5	0
92	152	0	400	0
93	152	410	490	0
94	152	530	516.3	0
95	259.5	-130	371.5	0
96	259.5	0	400	0
97	259.5	410	490	0
98	259.5	530	516.3	0
99	367	-130	371.5	0
100	367	0	400	0
101	367	410	490	0
102	367	530	516.3	0
103	474.5	-130	371.5	0
104	474.5	0	400	0
105	474.5	410	490	0
106	474.5	530	516.3	0
107	582	-130	371.5	0
108	582	0	400	0
109	582	410	490	0
110	582	530	516.3	0
111	689.5	-130	371.5	0
112	689.5	0	400	0
113	689.5	410	490	0
114	689.5	530	516.3	0
115	797	-130	371.5	0
116	797	0	400	0
117	797	410	490	0
118	797	530	516.3	0
119	904.5	-130	371.5	0
120	904.5	0	400	0
121	904.5	410	490	0
122	904.5	530	516.3	0
123	1012	-130	371.5	0
124	1012	0	400	0
125	1012	410	490	0
126	1012	530	516.3	0
127	1120	-130	371.5	0
128	1120	0	400	0
129	1120	410	490	0
130	1120	530	516.3	0
131	1227	-130	371.5	0
132	1227	0	400	0
133	1227	410	490	0

134	1227	530	516.3	0
135	1335	-130	371.5	0
136	1335	0	400	0
137	1335	410	490	0
138	1335	530	516.3	0
139	1442	-130	371.5	0
140	1442	0	400	0
141	1442	410	490	0
142	1442	530	516.3	0
143	1550	-130	371.5	0
144	1550	0	400	0
145	1550	410	490	0
146	1550	530	516.3	0
147	1657	-130	371.5	0
148	1657	0	400	0
149	1657	410	490	0
150	1657	530	516.3	0

< Boundary >

** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

NODE	SUPPORT		SPECIFIED DISPLACEMENT				
	DDDRR	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
1	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	111111	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

< Beam >

*** BEAM MEMBER DATA

NO	NODAL CONNECTIVITY		BEAM END RELEASE		MATERIAL	SECTION	LENGTH
	I	J	I	J			
1	4	10	000000	000001	S275	HEA200	480
2	1	7	000000	000001	S275	HEA200	390
3	5	11	-	-	S275	HEA200	480
4	2	8	-	-	S275	HEA200	390
5	6	12	000000	000001	S275	HEA200	480
6	3	9	000000	000001	S275	HEA200	390
7	13	7	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	63
8	7	22	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	44.5
9	8	50	000011	000000	Legno	Tr. 20x52 LL	27

10	9	78	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	9.5
11	14	10	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	63
12	10	23	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	44.5
13	11	51	000011	000000	Legno	Tr. 20x52 LL	27
14	12	79	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	9.5
15	83	84	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
16	84	85	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
17	85	86	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
18	87	88	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
19	22	26	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
20	88	89	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
21	23	27	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
22	89	90	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
23	91	92	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
24	26	30	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
25	92	93	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
26	27	31	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
27	93	94	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
28	95	96	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
29	30	34	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
30	96	97	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
31	31	35	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
32	97	98	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
33	99	100	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
34	34	38	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
35	100	101	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
36	35	39	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
37	101	102	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
38	103	104	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
39	38	42	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
40	104	105	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
41	39	43	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
42	105	106	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
43	107	108	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
44	42	46	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
45	108	109	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
46	43	47	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
47	109	110	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
48	111	112	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
49	46	8	000000	000011	Legno	Tr. 20x52 LL	80.5
50	112	113	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
51	47	11	000000	000011	Legno	Tr. 20x52 LL	80.5
52	113	114	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
53	115	116	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
54	50	54	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
55	116	117	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
56	51	55	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
57	117	118	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
58	119	120	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
59	54	58	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5

60	120	121	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
61	55	59	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
62	121	122	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
63	123	124	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
64	58	62	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
65	124	125	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
66	59	63	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
67	125	126	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
68	127	128	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
69	62	66	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
70	128	129	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
71	63	67	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
72	129	130	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
73	131	132	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
74	66	70	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
75	132	133	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
76	67	71	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
77	133	134	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
78	135	136	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
79	70	74	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
80	136	137	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
81	71	75	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
82	137	138	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
83	139	140	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
84	74	9	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	98
85	140	141	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
86	75	12	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	98
87	141	142	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
88	143	144	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
89	78	15	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
90	144	145	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
91	79	16	-	-	Legno	Tr. 20x52 LL	107.5
92	145	146	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
93	147	148	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	133.1
94	148	149	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	419.8
95	149	150	-	-	Legno	Tr. 16x20 LL	122.9
96	86	90	000011	100011	Legno	filo	107.5
97	90	94	000011	100011	Legno	filo	107.5
98	94	98	000011	100011	Legno	filo	107.5
99	98	102	000011	100011	Legno	filo	107.5
100	102	106	000011	100011	Legno	filo	107.5
101	106	110	000011	100011	Legno	filo	107.5
102	110	114	000011	100011	Legno	filo	107.5
103	114	118	000011	100011	Legno	filo	107.5
104	118	122	000011	100011	Legno	filo	107.5
105	122	126	000011	100011	Legno	filo	107.5
106	126	130	000011	100011	Legno	filo	107.5
107	130	134	000011	100011	Legno	filo	107.5
108	134	138	000011	100011	Legno	filo	107.5
109	138	142	000011	100011	Legno	filo	107.5

110	142	146	000011	100011	Legno	filo	107.5
111	146	150	000011	100011	Legno	filo	107.5
112	83	87	000011	100011	Legno	filo	107.5
113	87	91	000011	100011	Legno	filo	107.5
114	91	95	000011	100011	Legno	filo	107.5
115	95	99	000011	100011	Legno	filo	107.5
116	99	103	000011	100011	Legno	filo	107.5
117	103	107	000011	100011	Legno	filo	107.5
118	107	111	000011	100011	Legno	filo	107.5
119	111	115	000011	100011	Legno	filo	107.5
120	115	119	000011	100011	Legno	filo	107.5
121	119	123	000011	100011	Legno	filo	107.5
122	123	127	000011	100011	Legno	filo	107.5
123	127	131	000011	100011	Legno	filo	107.5
124	131	135	000011	100011	Legno	filo	107.5
125	135	139	000011	100011	Legno	filo	107.5
126	139	143	000011	100011	Legno	filo	107.5
127	143	147	000011	100011	Legno	filo	107.5

< Weight/Volume/Surface area of all member >

*** TOTAL WEIGHT / VOLUME / SURFACE AREA SUMMARY

SECTION NO	SECION NAME	SURFACE AREA	VOLUME	WEIGHT	FRAME NUMBER	TRUSS NUMBER

1	HEA200	3.046e+05	1.404e+05	1102	6	0
2	Tr. 20x52 LL	4.954e+05	3.578e+06	2147	38	0
3	Tr. 16x20 LL	8.271e+05	3.676e+06	2206	51	0
10	filo	1081	27.02	0.01621	32	0

< Load Combination >

** GENERAL

NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION

1	SLU Neve	Add	ACTIVE	
2	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
3	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
4	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
5	SLU Neve+~	Add	ACTIVE	
6	SLU Neve+~	Add	ACTIVE	
7	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
8	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
9	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
10	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
11	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
12	SLU Vento~	Add	ACTIVE	

13	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
14	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
15	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
16	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
17	SLU Ven+Y~	Add	ACTIVE	
18	SLU Ven+Y~	Add	ACTIVE	
19	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
20	SLV1	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X + 0.3(1.00)Sisma\ Y)$
21	SLV2	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X - 0.3(1.00)Sisma\ Y)$
22	SLV3	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ Y + 0.3(1.00)Sisma\ X)$
23	SLV4	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ Y - 0.3(1.00)Sisma\ X)$
24	SLV5	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X + 0.3(1.00)Sisma\ Y)$
25	SLV6	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X - 0.3(1.00)Sisma\ Y)$
26	SLV7	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ Y + 0.3(1.00)Sisma\ X)$
27	SLV8	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ Y - 0.3(1.00)Sisma\ X)$
28	SLD1	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X\ SD + 0.3(1.00)Sisma\ y\ SD)$
29	SLD2	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X\ SD - 0.3(1.00)Sisma\ y\ SD)$
30	SLD3	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ y\ SD + 0.3(1.00)Sisma\ X\ SD)$
31	SLD4	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma\ y\ SD - 0.3(1.00)Sisma\ X\ SD)$
32	SLD5	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X\ SD + 0.3(1.00)Sisma\ y\ SD)$
33	SLD6	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ X\ SD - 0.3(1.00)Sisma\ y\ SD)$
34	SLD7	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ y\ SD + 0.3(1.00)Sisma\ X\ SD)$
35	SLD8	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma\ y\ SD - 0.3(1.00)Sisma\ X\ SD)$
36	INV_SLV	Envelope	ACTIVE	Steel Strength Envelope
37	INV_SLD	Add	ACTIVE	
38	Rara Neve	Add	ACTIVE	
39	Rara Neve~	Add	ACTIVE	
40	Rara Neve~	Add	ACTIVE	
41	Rara Neve~	Add	ACTIVE	
42	Rara Neve~	Add	ACTIVE	
43	Rara Vent~	Add	ACTIVE	
44	Rara Vent~	Add	ACTIVE	
45	Rara Vent~	Add	ACTIVE	
46	Rara Vent~	Add	ACTIVE	

47	Rara Vent~	Add	ACTIVE
48	Rara Vent~	Add	ACTIVE
49	Rara Vent~	Add	ACTIVE
50	Rara Vent~	Add	ACTIVE
51	INV_RARA	Envelope	ACTIVE
52	Freq. NEVE	Add	ACTIVE
53	Freq. Ven~	Add	ACTIVE
54	Freq. Ven~	Add	ACTIVE
55	Freq. Ven~	Add	ACTIVE
56	Freq. Ven~	Add	ACTIVE
57	INV_FREQ.	Add	ACTIVE
58	Quasi Per~	Add	ACTIVE

** STEEL DESIGN

NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION
<hr/>				
1	SLU Neve	Add	ACTIVE	
2	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
3	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
4	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
5	SLU Neve+~	Add	ACTIVE	
6	SLU Neve+~	Add	ACTIVE	
7	SLU Neve ~	Add	ACTIVE	
8	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
9	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
10	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
11	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
12	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
13	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
14	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
15	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
16	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
17	SLU Ven+Y~	Add	ACTIVE	
18	SLU Ven+Y~	Add	ACTIVE	
19	SLU Vento~	Add	ACTIVE	
20	SLV1	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma X + 0.3(1.00)Sisma Y)$
21	SLV2	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma X - 0.3(1.00)Sisma Y)$
22	SLV3	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma Y + 0.3(1.00)Sisma X)$
23	SLV4	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L + 1.0(1.0(1.00)Sisma Y - 0.3(1.00)Sisma X)$
24	SLV5	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma X + 0.3(1.00)Sisma Y)$
25	SLV6	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma X - 0.3(1.00)Sisma Y)$
26	SLV7	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma Y + 0.3(1.00)Sisma X)$
27	SLV8	Add	ACTIVE	$1.0D + 1.0(0.0)L - 1.0(1.0(1.00)Sisma Y - 0.3(1.00)Sisma X)$

28	Rara Neve	Add	SERVICE
29	Rara Neve~	Add	SERVICE
30	Rara Neve~	Add	SERVICE
31	Rara Neve~	Add	SERVICE
32	Rara Neve~	Add	SERVICE
33	Rara Vent~	Add	SERVICE
34	Rara Vent~	Add	SERVICE
35	Rara Vent~	Add	SERVICE
36	Rara Vent~	Add	SERVICE
37	Rara Vent~	Add	SERVICE
38	Rara Vent~	Add	SERVICE
39	Rara Vent~	Add	SERVICE
40	Rara Vent~	Add	SERVICE
41	Freq. NEVE	Add	SERVICE
42	Freq. Ven~	Add	SERVICE
43	Freq. Ven~	Add	SERVICE
44	Freq. Ven~	Add	SERVICE
45	Freq. Ven~	Add	SERVICE
46	Quasi Per~	Add	SERVICE

< Self Weight >

[LOAD CASE : PP]

; X=0, Y=0, Z=-1

19)Tabulati di verifica acciaio

19.1) Combinazioni di verifica

```

+=====+
| MIDAS (Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
| midas Gen - Load Combinations                          |
|                                                         |
|                                                         | (c) SINCE 1989 |
+=====+
| MIDAS Information Technology Co.,Ltd.                    | (MIDAS IT) |
| Gen 2024                                                  |
+=====+

```

 DESIGN TYPE : Steel Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLU Neve	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	Perm(1.500) +	Neve (1.500)
2	SLU Neve +Vento+X	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento +X(0.900)	Add	Perm(1.500) +	Neve (1.500)
3	SLU Neve +Vento-X	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento -X(0.900)	Add	Perm(1.500) +	Neve (1.500)
4	SLU Neve +Vento+Y	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento +Y(0.900)	Add	Perm(1.500) +	Neve (1.500)
5	SLU Neve+Ven+Y CF>0	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento +Y(0.900) +	Add	Perm(1.500) + Vento +Y CF>0(0.900)	Neve (1.500)
6	SLU Neve+Ven+Y CF<0	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento +Y(0.900) +	Add	Perm(1.500) + Vento +Y CF<0(0.900)	Neve (1.500)
7	SLU Neve +Vento-Y	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento -Y(0.900)	Add	Perm(1.500) +	Neve (1.500)
8	SLU Vento+X	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	Perm(1.500) +	Vento +X(1.500)
9	SLU Vento-X	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	Perm(1.500) +	Vento -X(1.500)
10	SLU Vento+Y	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	Perm(1.500) +	Vento +Y(1.500)
11	SLU Vento+Y CF>0	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento +Y CF>0(1.500)	Add	Perm(1.500) +	Vento +Y(1.500)
12	SLU Vento+Y CF<0	Strength/Stress PP(1.300) + + Vento +Y CF<0(1.500)	Add	Perm(1.500) +	Vento +Y(1.500)
13	SLU Vento-Y	Strength/Stress PP(1.300) +	Add	Perm(1.500) +	Vento -Y(1.500)
14	SLU Vento+X +Neve	Strength/Stress	Add		

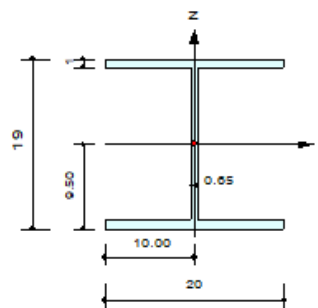
		PP(1.300) +		Perm(1.500) +		Neve (0.750)
+		Vento +X(1.500)				
15	SLU Vento-X +Neve	Strength/Stress	Add			
		PP(1.300) +		Perm(1.500) +		Neve (0.750)
+		Vento -X(1.500)				
16	SLU Vento+Y +Neve	Strength/Stress	Add			
		PP(1.300) +		Perm(1.500) +		Neve (0.750)
+		Vento +Y(1.500)				
17	SLU Ven+Y CF>0 +Neve	Strength/Stress	Add			
		PP(1.300) +		Perm(1.500) +		Neve (0.750)
+		Vento +Y(1.500) +	Vento +Y CF>0(1.500)			
18	SLU Ven+Y CF<0 +Neve	Strength/Stress	Add			
		PP(1.300) +		Perm(1.500) +		Neve (0.750)
+		Vento +Y(1.500) +	Vento +Y CF<0(1.500)			
19	SLU Vento-Y +Neve	Strength/Stress	Add			
		PP(1.300) +		Perm(1.500) +		Neve (0.750)
+		Vento -Y(1.500)				
20	SLV1	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(1.000)
+		slv_y(0.300)				
21	SLV2	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(1.000)
+		slv_y(-0.300)				
22	SLV3	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(-1.000)
+		slv_y(0.300)				
23	SLV4	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(-1.000)
+		slv_y(-0.300)				
24	SLV5	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(0.300)
+		slv_y(1.000)				
25	SLV6	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(0.300)
+		slv_y(-1.000)				
26	SLV7	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(-0.300)
+		slv_y(1.000)				
27	SLV8	Strength/Stress	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		slv_x(-0.300)
+		slv_y(-1.000)				
28	Rara Neve	Serviceability	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		Neve (1.000)
29	Rara Neve+Vento+X	Serviceability	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		Neve (1.000)
+		Vento +X(0.600)				
30	Rara Neve+Vento-X	Serviceability	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		Neve (1.000)
+		Vento -X(0.600)				
31	Rara Neve+Vento+Y	Serviceability	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		Neve (1.000)
+		Vento +Y(0.600)				
32	Rara Neve+Vento-Y	Serviceability	Add			
		PP(1.000) +		Perm(1.000) +		Neve (1.000)
+		Vento -Y(0.600)				

33	Rara Vento+X	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento +X(1.000)
34	Rara Vento-X	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento -X(1.000)
35	Rara Vento+Y	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento +Y(1.000)
36	Rara Vento-Y	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento -Y(1.000)
37	Rara Vento+X +Neve	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Neve(0.500)
+	Vento +X(1.000)				
38	Rara Vento-X +Neve	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Neve(0.500)
+	Vento -X(1.000)				
39	Rara Vento+Y +Neve	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Neve(0.500)
+	Vento +Y(1.000)				
40	Rara Vento-Y +Neve	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Neve(0.500)
+	Vento -Y(1.000)				
41	Freq. NEVE	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Neve(0.200)
42	Freq. Vento+X	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento +X(0.200)
43	Freq. Vento-X	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento -X(0.200)
44	Freq. Vento+Y	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento +Y(0.200)
45	Freq. Vento-Y	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000) +	Vento -Y(0.200)
46	Quasi Permanente	Serviceability PP(1.000) +	Add	Perm(1.000)	

19.2) Verifica dettagliata sezione maggiormente sollecitata

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kgf, cm
Member No	6
Material	S275 (No:1) ($F_y = 2804.22$, $E_s = 2141404$)
Section Name	HEA200 (No:1) (Rolled : HEA200).
Member Length	: 390.000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -2999.5$ (LCB: 21, POS:I)
Bending Moments	$M_y = -134325$, $M_z = 210782$
End Moments	$M_{yi} = -134325$, $M_{yj} = 2973.11$ (for Lb) $M_{zi} = -134325$, $M_{zj} = 2973.11$ (for Ly) $M_{zi} = 210782$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = -546.69$ (LCB: 23, POS:J) $F_{zz} = -885.08$ (LCB: 25, POS:J)

Depth	19.0000	Web Thick	0.85000
Top F Width	20.0000	Top F Thick	1.00000
Bot.F Width	20.0000	Bot.F Thick	1.00000
Area	53.8000	Asz	12.3500
Oyb	313.048	Ozb	50.0000
Iyy	3690.00	Izz	1340.00
Ybar	10.0000	Zbar	9.50000
Wely	389.000	Welz	134.000
ry	8.28000	rz	4.98000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 390.000$, $L_z = 390.000$, $L_b = 390.000$
Effective Length Factors	$K_y = 2.00$, $K_z = 2.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 192.8 < 200.0 \text{ (Membr:1, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/M[N_{Ed}, N_{b,Rd}] = 2999.5/33566.2 = 0.089 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 134325/1148395 = 0.117 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 210782/538933 = 0.391 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y/\gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{cLT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{cLT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \text{MAX}(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.529 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.008 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.032 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/300.0 = 1.3000 > 1.1372 \text{ (Membr:4, LCB: 39, Dir-Y)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

19.3) Verifica sintetica aste

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]

Gen 2024

*.PROJECT :

*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[Eurocode3:05] CODE CHECKING SUMMARY SHEET — SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

MEMB	SECT	Section			Len	Iy	Bmy	Class	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
CHK	COM	SHR Material	Fy	LCB	Lu	Lz	Bmz	Req.	N,Rd	Mo,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
	1	1 HEA200			480.000	480.000	0.85	Class 1	-2572.9	-	-79097	-150196	315.831	403.939	-	0.95687
OK	0.39	0.01 S275	2804.22	23	480.000	480.000	0.85	-	23499.9	-	1148395	538933	65917.1	27831.7	-	1.60000
	2	1 HEA200			390.000	390.000	0.85	Class 1	-2668.9	-	-118879	-213282	546.877	753.971	-	0.95503
OK	0.52	0.03 S275	2804.22	23	390.000	390.000	0.85	-	33566.2	-	1148395	538933	65917.1	27831.7	-	1.30000
	3	1 HEA200			480.000	480.000	0.85	Class 1	-10925	-	111929	-315.39	315.808	548.968	-	1.14134
OK	0.51	0.02 S275	2804.22	5	480.000	480.000	0.85	-	23499.9	-	1148395	538933	65917.1	27831.7	-	1.60000
	4	1 HEA200			390.000	390.000	0.85	Class 1	-4228.6	-	116508	213114	546.877	1004.51	-	1.13721
OK	0.53	0.04 S275	2804.22	20	390.000	390.000	0.85	-	33566.2	-	1148395	538933	65917.1	27831.7	-	1.30000
	5	1 HEA200			480.000	480.000	0.85	Class 1	-2885.6	-	-89441	151553	315.734	476.916	-	1.03693
OK	0.41	0.02 S275	2804.22	21	480.000	480.000	0.85	-	23499.9	-	1148395	538933	65917.1	27831.7	-	1.60000
	6	1 HEA200			390.000	390.000	0.85	Class 1	-2999.5	-	-134325	210782	546.690	885.076	-	1.03556
OK	0.53	0.03 S275	2804.22	21	390.000	390.000	0.85	-	33566.2	-	1148395	538933	65917.1	27831.7	-	1.30000

20) Reazioni vincolari

Di seguito sono riportate le reazioni vincolari e la numerazione dei nodi

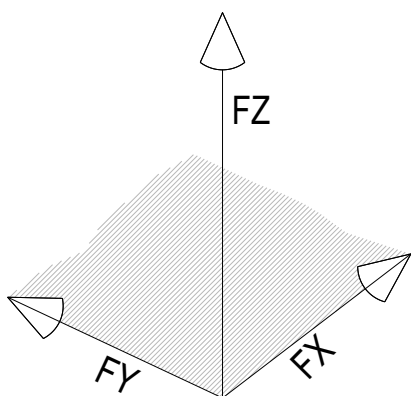
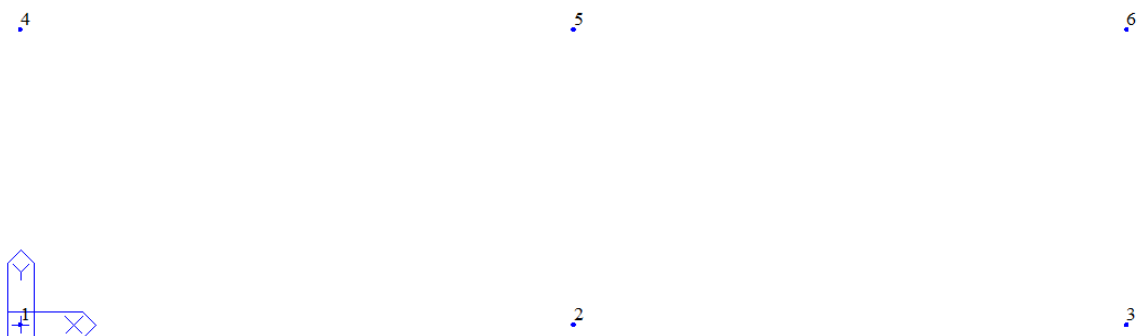


Tabella 4 ReacG

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
1	SLU Neve	0.01	0.06	67.26	-0.19	0.02	-0.00
2	SLU Neve	0.01	-0.12	110.13	0.35	0.02	0.00
3	SLU Neve	0.00	0.06	75.91	-0.18	0.02	0.00
4	SLU Neve	-0.01	0.04	64.78	-0.13	-0.03	-0.00
5	SLU Neve	-0.01	-0.07	105.80	0.25	-0.03	0.00
6	SLU Neve	-0.01	0.03	73.06	-0.11	-0.03	0.00
1	SLU Neve +Vento+X	-0.63	0.02	67.25	-0.05	-1.38	-0.00
2	SLU Neve +Vento+X	-0.63	-0.12	110.13	0.36	-1.38	0.00
3	SLU Neve +Vento+X	-0.63	0.10	75.92	-0.33	-1.38	0.01
4	SLU Neve +Vento+X	-0.60	0.01	64.78	-0.03	-1.25	-0.00
5	SLU Neve +Vento+X	-0.60	-0.07	105.80	0.26	-1.25	0.00
6	SLU Neve +Vento+X	-0.60	0.06	73.06	-0.21	-1.25	0.00
1	SLU Neve +Vento-X	0.64	0.11	67.27	-0.34	1.43	-0.01
2	SLU Neve +Vento-X	0.64	-0.12	110.13	0.35	1.42	0.00
3	SLU Neve +Vento-X	0.64	0.01	75.91	-0.02	1.42	0.00
4	SLU Neve +Vento-X	0.59	0.06	64.79	-0.22	1.19	-0.00
5	SLU Neve +Vento-X	0.59	-0.07	105.80	0.25	1.20	0.00
6	SLU Neve +Vento-X	0.59	0.01	73.05	-0.01	1.20	0.00
1	SLU Neve +Vento+Y	-0.01	-3.51	67.14	12.93	-0.03	-0.01
2	SLU Neve +Vento+Y	-0.01	-4.53	110.20	16.08	-0.03	0.00

3	SLU Neve +Vento+Y	-0.01	-3.85	75.80	14.11	-0.03	0.01
4	SLU Neve +Vento+Y	0.01	-2.12	64.79	8.81	0.03	-0.01
5	SLU Neve +Vento+Y	0.01	-2.71	105.94	10.97	0.03	0.00
6	SLU Neve +Vento+Y	0.01	-2.31	73.07	9.59	0.03	0.01
1	SLU Neve+Ven+Y CF>0	-0.01	-3.50	77.95	12.93	-0.03	-0.01
2	SLU Neve+Ven+Y CF>0	-0.01	-4.54	125.84	16.11	-0.03	0.00
3	SLU Neve+Ven+Y CF>0	-0.01	-3.84	87.95	14.10	-0.02	0.01
4	SLU Neve+Ven+Y CF>0	0.01	-2.12	65.55	8.79	0.03	-0.01
5	SLU Neve+Ven+Y CF>0	0.01	-2.71	107.13	10.98	0.03	0.00
6	SLU Neve+Ven+Y CF>0	0.01	-2.30	73.93	9.58	0.03	0.01
1	SLU Neve+Ven+Y CF<0	-0.02	-3.38	56.07	12.48	-0.07	-0.01
2	SLU Neve+Ven+Y CF<0	-0.02	-4.51	94.17	16.01	-0.07	0.00
3	SLU Neve+Ven+Y CF<0	-0.02	-3.99	63.38	14.61	-0.06	0.01
4	SLU Neve+Ven+Y CF<0	0.02	-2.05	61.60	8.51	0.08	-0.01
5	SLU Neve+Ven+Y CF<0	0.02	-2.70	101.19	10.95	0.08	0.00
6	SLU Neve+Ven+Y CF<0	0.02	-2.39	69.44	9.94	0.08	0.00
1	SLU Neve +Vento-Y	0.01	0.06	67.26	-0.19	0.02	-0.00
2	SLU Neve +Vento-Y	0.01	-0.12	110.13	0.35	0.02	0.00
3	SLU Neve +Vento-Y	0.00	0.06	75.91	-0.18	0.02	0.00
4	SLU Neve +Vento-Y	-0.01	0.04	64.78	-0.13	-0.03	-0.00
5	SLU Neve +Vento-Y	-0.01	-0.07	105.80	0.25	-0.03	0.00
6	SLU Neve +Vento-Y	-0.01	0.03	73.06	-0.11	-0.03	0.00
1	SLU Vento+X	-1.05	-0.04	37.32	0.14	-2.32	-0.00
2	SLU Vento+X	-1.05	-0.07	60.13	0.20	-2.32	0.00
3	SLU Vento+X	-1.06	0.10	42.01	-0.35	-2.33	0.00
4	SLU Vento+X	-0.99	-0.02	36.29	0.10	-2.06	-0.00
5	SLU Vento+X	-0.99	-0.04	58.17	0.14	-2.05	0.00
6	SLU Vento+X	-0.99	0.06	40.77	-0.23	-2.05	0.00
1	SLU Vento-X	1.06	0.10	37.35	-0.35	2.35	-0.00
2	SLU Vento-X	1.06	-0.06	60.14	0.18	2.35	0.00
3	SLU Vento-X	1.06	-0.04	41.98	0.16	2.35	0.00
4	SLU Vento-X	0.99	0.06	36.30	-0.23	2.02	-0.00
5	SLU Vento-X	0.99	-0.04	58.17	0.13	2.02	0.00
6	SLU Vento-X	0.99	-0.02	40.76	0.11	2.03	0.00
1	SLU Vento+Y	-0.02	-5.92	37.14	21.78	-0.08	-0.01
2	SLU Vento+Y	-0.02	-7.41	60.26	26.39	-0.07	0.00
3	SLU Vento+Y	-0.02	-6.48	41.81	23.71	-0.06	0.01
4	SLU Vento+Y	0.02	-3.57	36.31	14.82	0.09	-0.01
5	SLU Vento+Y	0.02	-4.44	58.39	18.00	0.09	0.00
6	SLU Vento+Y	0.02	-3.88	40.79	16.11	0.08	0.00
1	SLU Vento+Y CF>0	-0.02	-5.91	55.15	21.76	-0.07	-0.01
2	SLU Vento+Y CF>0	-0.02	-7.43	86.32	26.45	-0.07	0.00
3	SLU Vento+Y CF>0	-0.02	-6.47	62.06	23.70	-0.06	0.01
4	SLU Vento+Y CF>0	0.02	-3.57	37.56	14.79	0.09	-0.01
5	SLU Vento+Y CF>0	0.02	-4.44	60.38	18.01	0.08	0.00
6	SLU Vento+Y CF>0	0.02	-3.88	42.22	16.09	0.08	0.00
1	SLU Vento+Y CF<0	-0.04	-5.70	18.68	21.02	-0.14	-0.01
2	SLU Vento+Y CF<0	-0.03	-7.38	33.54	26.28	-0.13	0.00
3	SLU Vento+Y CF<0	-0.03	-6.72	21.11	24.54	-0.13	0.00
4	SLU Vento+Y CF<0	0.04	-3.45	31.00	14.32	0.17	-0.01
5	SLU Vento+Y CF<0	0.03	-4.42	50.48	17.96	0.17	0.00
6	SLU Vento+Y CF<0	0.03	-4.02	34.73	16.69	0.16	0.00
1	SLU Vento-Y	0.00	0.03	37.33	-0.10	0.01	-0.00
2	SLU Vento-Y	0.00	-0.06	60.14	0.19	0.01	0.00
3	SLU Vento-Y	0.00	0.03	42.00	-0.09	0.01	0.00
4	SLU Vento-Y	-0.00	0.02	36.29	-0.07	-0.02	-0.00
5	SLU Vento-Y	-0.00	-0.04	58.17	0.14	-0.01	0.00
6	SLU Vento-Y	-0.00	0.02	40.77	-0.06	-0.01	0.00
1	SLU Vento+X +Neve	-1.05	-0.02	52.28	0.09	-2.32	-0.00
2	SLU Vento+X +Neve	-1.05	-0.09	85.13	0.28	-2.32	0.00

3	SLU Vento+X +Neve	-1.05	0.12	58.97	-0.39	-2.32	0.00
4	SLU Vento+X +Neve	-0.99	-0.01	50.53	0.07	-2.06	-0.00
5	SLU Vento+X +Neve	-0.99	-0.06	81.99	0.20	-2.06	0.00
6	SLU Vento+X +Neve	-0.99	0.07	56.92	-0.26	-2.06	0.00
1	SLU Vento-X +Neve	1.06	0.12	52.31	-0.39	2.36	-0.00
2	SLU Vento-X +Neve	1.06	-0.09	85.13	0.26	2.35	0.00
3	SLU Vento-X +Neve	1.06	-0.03	58.94	0.12	2.35	0.00
4	SLU Vento-X +Neve	0.99	0.07	50.55	-0.26	2.02	-0.00
5	SLU Vento-X +Neve	0.99	-0.05	81.99	0.19	2.02	0.00
6	SLU Vento-X +Neve	0.99	-0.02	56.90	0.09	2.02	0.00
1	SLU Vento+Y +Neve	-0.02	-5.90	52.10	21.73	-0.07	-0.01
2	SLU Vento+Y +Neve	-0.02	-7.44	85.25	26.47	-0.07	0.00
3	SLU Vento+Y +Neve	-0.02	-6.46	58.77	23.67	-0.06	0.01
4	SLU Vento+Y +Neve	0.02	-3.56	50.55	14.79	0.08	-0.01
5	SLU Vento+Y +Neve	0.02	-4.45	82.21	18.06	0.08	0.00
6	SLU Vento+Y +Neve	0.02	-3.87	56.93	16.09	0.08	0.01
1	SLU Ven+Y CF>0 +Neve	-0.02	-5.90	70.11	21.72	-0.07	-0.01
2	SLU Ven+Y CF>0 +Neve	-0.02	-7.46	111.31	26.54	-0.06	0.00
3	SLU Ven+Y CF>0 +Neve	-0.01	-6.46	79.02	23.66	-0.06	0.01
4	SLU Ven+Y CF>0 +Neve	0.02	-3.56	51.81	14.76	0.08	-0.01
5	SLU Ven+Y CF>0 +Neve	0.02	-4.46	84.20	18.07	0.08	0.00
6	SLU Ven+Y CF>0 +Neve	0.02	-3.87	58.36	16.06	0.07	0.01
1	SLU Ven+Y CF<0 +Neve	-0.03	-5.69	33.65	20.97	-0.13	-0.01
2	SLU Ven+Y CF<0 +Neve	-0.03	-7.41	58.54	26.37	-0.13	0.00
3	SLU Ven+Y CF<0 +Neve	-0.03	-6.71	38.07	24.50	-0.12	0.01
4	SLU Ven+Y CF<0 +Neve	0.03	-3.44	45.24	14.29	0.16	-0.01
5	SLU Ven+Y CF<0 +Neve	0.03	-4.44	74.30	18.02	0.16	0.00
6	SLU Ven+Y CF<0 +Neve	0.03	-4.01	50.88	16.66	0.16	0.00
1	SLU Vento-Y +Neve	0.00	0.05	52.29	-0.15	0.02	-0.00
2	SLU Vento-Y +Neve	0.00	-0.09	85.13	0.27	0.02	0.00
3	SLU Vento-Y +Neve	0.00	0.04	58.96	-0.13	0.01	0.00
4	SLU Vento-Y +Neve	-0.00	0.03	50.54	-0.10	-0.02	-0.00
5	SLU Vento-Y +Neve	-0.00	-0.05	81.99	0.20	-0.02	0.00
6	SLU Vento-Y +Neve	-0.00	0.02	56.91	-0.08	-0.02	0.00
1	SLV1	-5.36	-2.97	25.59	11.51	-20.90	-0.00
2	SLV1	-5.36	-3.04	41.47	11.43	-20.90	0.00
3	SLV1	-5.36	-1.57	29.08	6.63	-20.89	0.00
4	SLV1	-3.07	-1.61	25.21	7.66	-14.75	-0.00
5	SLV1	-3.07	-1.67	40.45	7.64	-14.75	0.00
6	SLV1	-3.07	-0.82	28.45	4.37	-14.75	0.00
1	SLV2	-5.30	1.29	25.88	-5.65	-20.66	0.00
2	SLV2	-5.30	2.83	41.57	-10.73	-20.67	0.00
3	SLV2	-5.30	3.46	29.42	-13.17	-20.67	0.00
4	SLV2	-3.10	0.67	25.09	-3.70	-14.87	0.00
5	SLV2	-3.10	1.54	40.00	-7.16	-14.87	0.00
6	SLV2	-3.10	1.88	28.30	-8.77	-14.86	0.00
1	SLV3	5.30	-1.24	25.88	5.50	20.68	-0.00
2	SLV3	5.30	-2.92	41.48	10.99	20.69	0.00
3	SLV3	5.30	-3.42	28.78	13.04	20.68	0.00
4	SLV3	3.09	-0.64	25.36	3.61	14.85	-0.00
5	SLV3	3.09	-1.59	40.47	7.35	14.85	0.00
6	SLV3	3.09	-1.86	28.30	8.69	14.84	0.00
1	SLV4	5.36	3.02	26.17	-11.66	20.92	-0.00
2	SLV4	5.36	2.96	41.58	-11.17	20.92	0.00
3	SLV4	5.36	1.61	29.11	-6.76	20.91	-0.00
4	SLV4	3.07	1.64	25.23	-7.76	14.73	-0.00
5	SLV4	3.07	1.61	40.02	-7.45	14.73	0.00
6	SLV4	3.07	0.85	28.15	-4.45	14.74	-0.00
1	SLV5	-1.70	-7.35	25.36	29.43	-6.62	-0.01
2	SLV5	-1.70	-9.85	41.35	37.12	-6.61	0.00

3	SLV5	-1.69	-8.08	28.58	31.98	-6.60	0.01
4	SLV5	-0.89	-3.94	25.41	19.51	-4.26	-0.01
5	SLV5	-0.89	-5.38	40.98	24.81	-4.26	0.00
6	SLV5	-0.89	-4.34	28.58	21.21	-4.27	0.01
1	SLV6	-1.50	6.87	26.32	-27.77	-5.83	0.01
2	SLV6	-1.50	9.73	41.69	-36.73	-5.85	0.00
3	SLV6	-1.50	8.68	29.70	-34.03	-5.86	-0.00
4	SLV6	-0.97	3.67	24.99	-18.39	-4.64	0.00
5	SLV6	-0.97	5.31	39.48	-24.53	-4.64	0.00
6	SLV6	-0.96	4.68	28.07	-22.59	-4.63	-0.00
1	SLV7	1.50	-6.83	25.44	27.63	5.85	-0.01
2	SLV7	1.50	-9.81	41.36	36.99	5.86	0.00
3	SLV7	1.51	-8.64	28.49	33.90	5.87	0.01
4	SLV7	0.96	-3.65	25.45	18.29	4.62	-0.01
5	SLV7	0.96	-5.36	40.99	24.72	4.62	0.00
6	SLV7	0.96	-4.65	28.54	22.51	4.61	0.00
1	SLV8	1.70	7.39	26.41	-29.57	6.64	0.00
2	SLV8	1.70	9.76	41.70	-36.86	6.63	0.00
3	SLV8	1.70	8.12	29.61	-32.11	6.62	-0.00
4	SLV8	0.88	3.96	25.03	-19.60	4.24	0.00
5	SLV8	0.88	5.33	39.49	-24.62	4.24	0.00
6	SLV8	0.89	4.37	28.02	-21.29	4.25	-0.00

21)VERIFICA PLINTI DI FONDAZIONE

Le fondazioni saranno costituite da plinti di fondazione isolati aventi dimensione 150x150x40 cm collegate dalla pavimentazione armata esistente.

La verifica dei plinti di fondazione è stata condotta mediante utilizzo del modulo IS PLINTI del software Dolmen Win.

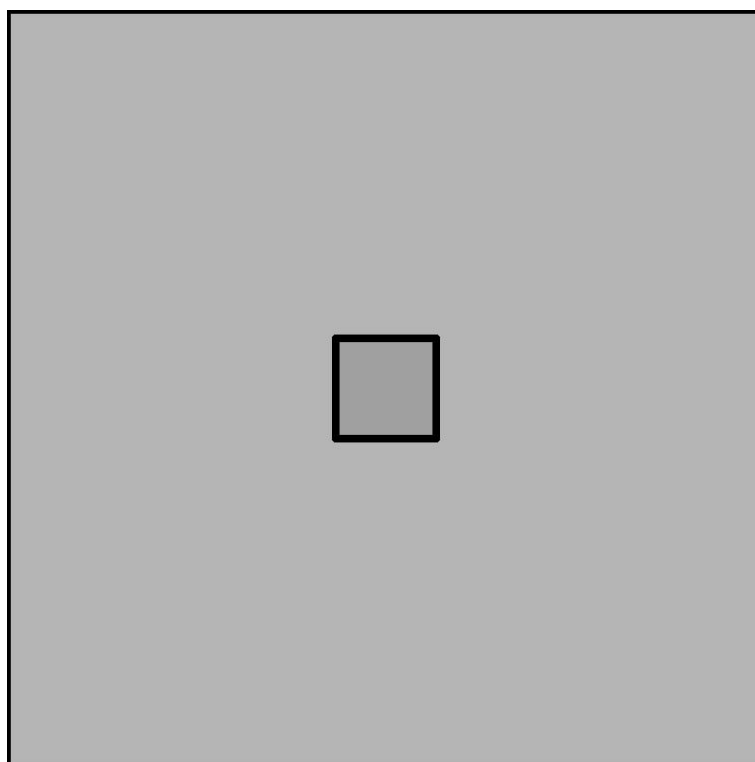
Si riporta a seguire la verifica del plinto maggiormente sollecitato.

c.port. [fs]	scorr. [fs]	cedim. [cm]	S.mgr. [daN/cm ²]	S.ter. [daN/cm ²]	Fles. [fs]	Tagl. [fs]	Punz. [fs]	Bicc. [fs]
1 (1.74)	1 (3.85)	1 (- - -)	1 (-2.60)	1 (-1.22)	1 (3.74)	1 (3.78)	1 (26.61)	1 (- - -)

Riassunto verifiche plinti

- Tipologie strutturali utilizzate.

Pianta generale :



Schema pianta.

- Tipologie Plinti.

Elenco delle tipologie Plinti creati ed utilizzati in pianta :

- **Qua 1 :**

Elenco indici dei punti di Tipologia - Qua 1 : Tutti

Dimensioni = 150 cm x 150 cm x 40 cm , Volume = 0.9 mc

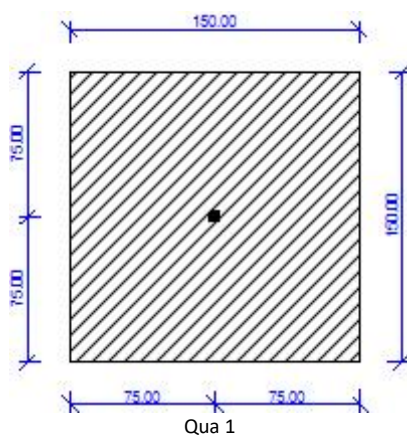
Peso = 2250 daN

Magrone :

- tipo : Normale

- dimensioni : spessore = 10 cm, fuoriuscita = 10 cm

Quota sollecitazioni assegnata = sopra al plinto, attacco pilastro/plinto



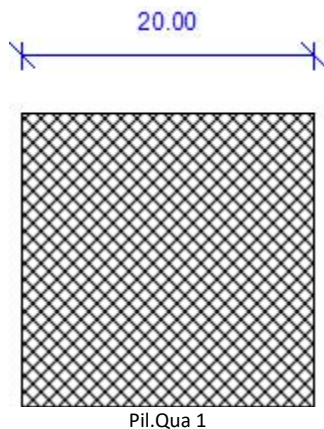
- Tipologie Pilastr/Bicchieri.

Elenco delle tipologie Pilastr/Bicchieri creati ed utilizzati in pianta :

- **Pil.Qua 1 :**

Elenco indici dei pilastr/bicchieri di Tipologia - Pil.Qua 1 : Tutti

Dimensioni = 20 cm x 20 cm



- Stratigrafia.

- Distribuzione tipi di stratigrafie su pianta.

L'intera area è caratterizzata da un' unica stratigrafia, come di seguito riportato :

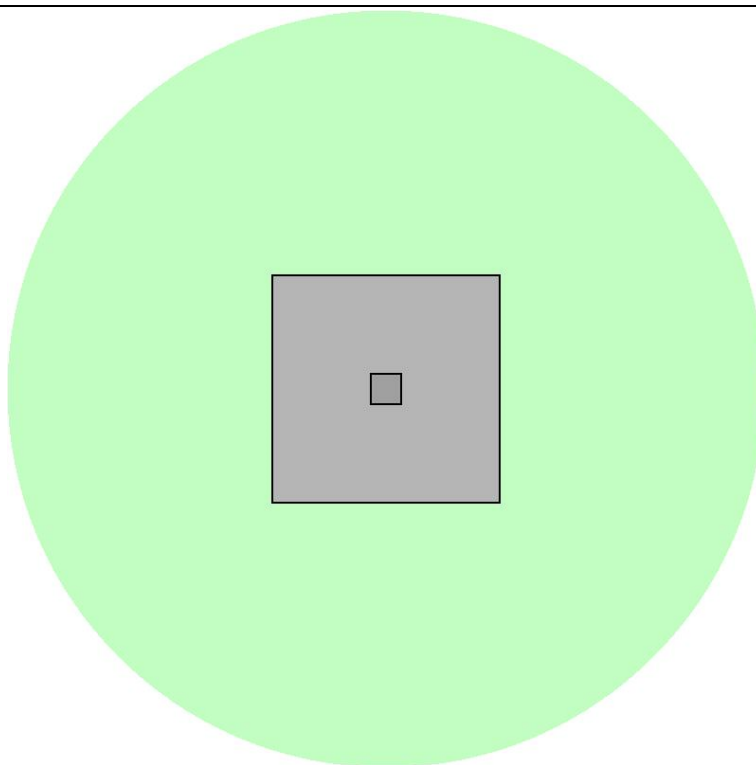


Figura 1.1: Distribuzione stratigrafie in pianta.

- Elenco stratigrafie con caratteristiche geometriche.

- Stratigrafia 1 :



- Stratigrafia 1 :

ind	quota iniziale	descrizione	tipo terreno
-----	----------------	-------------	--------------

strato	[cm]	strato	(coesivo/non coesivo/roccia)
Strato 1	50	strato n° 1	Argilla (coesivo)

Caratteristiche stratigrafia 1

Falda non presente.

Indice dei punti agenti su questa stratigrafia : Tutti

- Caratteristiche dei terreni.

- Argilla (coesivo) :

Coesione = 0 daN/cm²

Angolo di attrito = 32 °

Peso di volume secco = 0.0016 daN/cm³

Peso di volume saturo = 0.00195 daN/cm³

Resistenza al taglio non drenata = 2 daN/cm²

Modulo di taglio del terreno = 200 daN/cm²

Coeff. di Poisson = 0.15

Vel. onde di taglio = 100 m/s

- Normativa selezionata.

E' stata selezionata la normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni '18" (NTC 17/01/18: la norma fornisce gli elementi fondamentali della progettazione di costruzioni e di opere di ingegneria civile, occupandosi dei requisiti per la resistenza, la stabilità, la funzionalità e la durabilità delle strutture) con i seguenti coefficienti:

-- APPROCCIO 2 --

Coefficienti proprietà terreno :

- Coesione = 1

- Angolo di attrito = 1

- Resistenza al taglio non drenata = 1

Coefficienti resistenze fondazione :

- Capacità portante (SLU) = 2.3

- Scorrimento (SLU) = 1.1

- Capacità portante (SLV) = 1.8

- Scorrimento (SLV) = 1.1

- Tipo di verifica scelta - Caratteristiche materiali.

La verifica viene condotta agli "Stati Limite", con le seguenti caratteristiche dei materiali:

- Calcestruzzo in Opera:

fck = 249 daN/cm²

Descrizione = C25/30

Alpha termica = 1E-05

Gamma (p,sp) = 0.0025 daN/cm²

Gamma c = 1.5

fcd = 141.1 daN/cm²

alpha cc = 0.85

epsilon c2 = 0.2000 %

epsilon cu2 = 0.3500 %

- Acciaio:

Tipo = 2

Descrizione = B450C

E = 2000000 daN/cm²

fyk = 4500 daN/cm²

ftk = 5400 daN/cm²

epsilon yd = 0.1957 %

epsilon ud = 6.7500 %

Gamma s = 1.15

fyd = 3 913.043 daN/cm²

fud = 4 695.652 daN/cm²

- Casi di carico.

- Caso 1 :

Nome : Caso 1

Descr. : SLU Neve

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11060	3000	200	0	-10

Casi di carico a sestetti.

- Caso 2 :

Nome : Caso 2

Descr. : SLU Neve +Vento+X

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11060	3100	-13800	-63	-11

Casi di carico a sestetti.

- Caso 3 :

Nome : Caso 3

Descr. : SLU Neve +Vento-X

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11060	3000	14200	64	-10

Casi di carico a sestetti.

- Caso 4 :

Nome : Caso 4

Descr. : SLU Neve +Vento+Y

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11067	160200	-300	-1	-452

Casi di carico a sestetti.

- Caso 5 :

Nome : Caso 5

Descr. : SLU Neve+Ven+Y CF>0

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	12632	160500	-300	-1	-453

Casi di carico a sestetti.

- Caso 6 :

Nome : Caso 6

Descr. : SLU Neve+Ven+Y CF<0

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	9463	159600	-700	-2	-450

Casi di carico a sestetti.

- Caso 7 :

Nome : Caso 7

Descr. : SLU Neve +Vento-Y

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11060	3000	200	0	-10

Casi di carico a sestetti.

- Caso 8 :

Nome : Caso 8

Descr. : SLU Vento+X

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	6060	1700	-23300	-106	-6

Casi di carico a sestetti.

- Caso 9 :

Nome : Caso 9

Descr. : SLU Vento-X

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	6060	1500	23500	106	-5

Casi di carico a sestetti.

- Caso 10 :

Nome : Caso 10

Descr. : SLU Vento+Y

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	6072	263600	-700	-2	-741

Casi di carico a sestetti.

- Caso 11 :

Nome : Caso 11

Descr. : SLU Vento+Y CF>0

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	8680	264100	-700	-2	-743

Casi di carico a sestetti.

- Caso 12 :

Nome : Caso 12

Descr. : SLU Vento+Y CF<0

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	3399	262600	-1300	-3	-738

Casi di carico a sestetti.

- Caso 13 :

Nome : Caso 13

Descr. : SLU Vento-Y

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	6060	1600	100	0	-6

Casi di carico a sestetti.

- Caso 14 :

Nome : Caso 14

Descr. : SLU Vento+X +Neve

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	8560	2400	-23200	-105	-8

Casi di carico a sestetti.

- Caso 15 :

Nome : Caso 15

Descr. : SLU Vento-X +Neve

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
-----------------	----------	------------	----------------	----------------	-------------	-------------

1	1	8560	2200	23500	106	-8
---	---	------	------	-------	-----	----

Casi di carico a sestetti.

- Caso 16 :

Nome : Caso 16

Descr. : SLU Vento+Y +Neve

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	8572	264300	-700	-2	-744

Casi di carico a sestetti.

- Caso 17 :

Nome : Caso 17

Descr. : SLU Ven+Y CF>0 +Neve

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	11180	264800	-600	-2	-746

Casi di carico a sestetti.

- Caso 18 :

Nome : Caso 18

Descr. : SLU Ven+Y CF<0 +Neve

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	5899	263300	-1300	-3	-741

Casi di carico a sestetti.

- Caso 19 :

Nome : Caso 19

Descr. : SLU Vento-Y +Neve

Tipo : SLU

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	8560	2300	100	0	-8

Casi di carico a sestetti.

- Caso 20 :

Nome : Caso 20

Descr. : SLV1

Tipo : SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	4183	114700	-210000	-538	-306

Casi di carico a sestetti.

- Caso 21 :

Nome : Caso 21

Descr. : SLV2

Tipo : SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	4193	-108200	-207700	-533	286

Casi di carico a sestetti.

- Caso 22 :

Nome : Caso 22

Descr. : SLV3

Tipo : SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	4184	110400	207800	533	-293

Casi di carico a sestetti.

- Caso 23 :

Nome : Caso 23

Descr. : SLV4

Tipo : SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	4194	-112500	210100	539	299

Casi di carico a sestetti.

- Caso 24 :

Nome : Caso 24

Descr. : SLV5

Tipo : SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	4171	373300	-66300	-170	-992

Casi di carico a sestetti.

- Caso 25 :

Nome : Caso 25

Descr. : SLV6

Tipo : SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	4206	-369700	-58900	-151	981

Casi di carico a sestetti.

- Caso 26 :

Nome : Caso 26

Descr. : SLV7

Tipo : SLV

punto	sestetto	N	Mx	My	Tx	Ty
-------	----------	---	----	----	----	----

maglia		[daN]	[daN*cm]	[daN*cm]	[daN]	[daN]
1	1	4171	372000	59000	151	-989

Casi di carico a sestetti.

- Caso 27 :

Nome : Caso 27

Descr. : SLV8

Tipo : SLV

punto maglia	sestetto	N [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	Tx [daN]	Ty [daN]
1	1	4206	-371000	66500	170	985

Casi di carico a sestetti.

- Opzioni di Calcolo.

Nell'eseguire le Verifiche si è voluto tener conto dei seguenti Pesì Propri/Opzioni:

- peso proprio Plinto
- peso proprio Super Magrone
- peso Terreno sopra plinto per Ribaltamento (peso di volume : 0.0018 daN/cmc)
- infossamento laterale per calcolo Capacità Portante
- peso proprio Bicchiere
- limita la deformazione del cls al campo elastico per le combinazioni sismiche [casi SISMICI]

La verifica a punzonamento è stata eseguita facendo riferimento ad un perimetro efficace distante 2 d dall'impronta caricata, con d altezza utile del plinto (NTC18 4.1.2.3.5.4).

- Verifiche geotecniche.

- Massime pressioni sul terreno.

Elenco per ogni punto maglia dell' indice della stratigrafia, combinazione utilizzata, area ridotta, massimo valore di q applicata:

punto maglia	ind str	caso- sest	area ridotta [mq]	q app [daN/cm ²]
1	1	24-1	0.58 × 1.50 = 0.9	0.9

Massima pressione su area ridotta dei singoli punti maglia.

- Capacità portante e scorrimento.

Elenco per ogni punto maglia dell' indice della stratigrafia, combinazione utilizzata, area effettiva ed area ridotta, q applicata, q limite in condizioni drenate, non drenate e fattore di sicurezza Cap.Portante; H applicata, H limite e fattore di sicurezza a Scorrimento:

punto maglia	ind str	caso- sest	area [mq]	area r.[mq]	q app [daN/cm ²]	qlim dr [daN/cm ²]	qlim n dr [daN/cm ²]	FS	*	caso- sest	H app daN	H lim daN	FS
1	1	24-1	2.89	0.87	0.9	1.5	6.3	1.74	*	24-1	1006.5	3874.5	3.85

Capacità portante e scorrimento dei singoli punti maglia.

- Cedimenti.

Elenco per ogni punto maglia delle dimensioni della base ridotta e dei cedimenti a breve termine (b.t.) ed a lungo termine (l.t.) per un tempo di 0anni :

(Massimo cedimento tollerabile = 2.5 cm)

punto maglia	area equivalente [cm]	ced. breve term. [cm]	ced. lungo term. [cm]
1	0.0 × 0.0	non calcolabile	non calcolabile

Cedimenti su ogni punto maglia.

- Tensioni sul magrone.

(Massima pressione agente impostata = -50 daN/cm2)

punto maglia	vertice (x,y)	Pressione [daN/cm2]	caso- sest
1	-75 ; -75	-2.60	24 - 1
1	75 ; -75	-1.67	24 - 1
1	75 ; 75	0.00	24 - 1
1	-75 ; 75	0.00	24 - 1

Tensioni agenti nei vertici.

- Tensioni sul terreno.

I valori ora riportati sono riferiti ai vertici del magrone : - vertici del perimetro punzonato (se impostato magrone normale), - area reale (se selezionato "super magrone" relegandone all'apposito paragrafo la verifica flessionale).

(calcolate nell'ipotesi di suolo elastico)

(Massima pressione agente impostata = -50 daN/cm2)

punto maglia	vertice (x,y)	Pressione [daN/cm2]	caso- sest	tipo caso
1	-85 ; -85	-1.22	24 - 1	SLV
1	85 ; -85	-0.85	24 - 1	SLV
1	85 ; 85	0.00	24 - 1	SLV
1	-85 ; 85	0.00	24 - 1	SLV

Tensioni agenti nei vertici del magrone

punto maglia	vertice (x,y)	Pressione [daN/cm2]	caso- sest	tipo caso
1	-85 ; -85	-1.22	24 - 1	SLV
1	85 ; -85	-0.85	24 - 1	SLV
1	85 ; 85	0.00	24 - 1	SLV
1	-85 ; 85	0.00	24 - 1	SLV

Tensioni agenti nei vertici del magrone

- Verifiche strutturali.

- Verifica Flessionale e Taglio Plinti.

- Analisi lungo X : - sezioni parallele al piano Y' - Z'

- Momenti:

punto maglia	caso- sest	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sez [cm]	Af sup [cm2]	Af inf [cm2]	FS	X sez [cm]
1-sx-tozzo	5-1	206476	1254428	-744820	150*40	7	11	6.1	-5.0
1-dx-tozzo	5-1	206170	1254428	-744820	150*40	7	11	6.1	5.0

verifica flessionale lungo X

- Taglio:

punto maglia	caso- sest	Vsd [daN]	Vrd [daN]	Vsd no rid [daN]	Vrd non rid. [daN]	Sez [cm]	Af sup [cm2]	Af inf [cm2]	FS	X sez [cm]
1-sx	5-1	2 529	21 335	-	-	150*40	7	11	8.4	-45.0
1-dx	5-1	2 524	21 335	-	-	150*40	7	11	8.5	45.0

verifica a taglio lungo X

- Analisi lungo Y : - sezioni parallele al piano X' - Z'**- Momenti:**

punto maglia	caso- sest	Msd [daN*cm]	Mrd pos. [daN*cm]	Mrd neg. [daN*cm]	Sez [cm]	Af sup [cm2]	Af inf [cm2]	FS	Y sez [cm]
1-sx-tozzo	27-1	332884	1254428	-744820	150*40	7	11	3.8	-5.0
1-dx-tozzo	24-1	335639	1254428	-744820	150*40	7	11	3.7	5.0

verifica flessionale lungo Y

- Taglio:

punto maglia	caso- sest	Vsd [daN]	Vrd [daN]	Vsd no rid [daN]	Vrd no rid [daN]	Sez [cm]	Af sup [cm2]	Af inf [cm2]	FS	Y sez [cm]
1-sx	27-1	5 538	21 335	-	-	150*40	7	11	3.9	-45.0
1-dx	24-1	5 646	21 335	-	-	150*40	7	11	3.8	45.0

verifica a taglio lungo Y

- Verifica a Punzonamento Plinto.

punto maglia	caso- sest	l cr. [cm]	beta	Area cr. [cmq]	Perim cr. [cm]	Vpd [daN]	Vpu [daN]	FS
1	5 - 1	70.0	1.15	20 296	227	1 237	37 873	26.6

verifica punzonamento

- Armature.**- Caratteristiche armatura.**

Elenco indici dei punti di Tipologia - Qua 1 : Tutti

Dimensioni = 150 cm x 150 cm x 40 cm , Volume = 0.9 mc

Pilastro/Bicchiera di massimo ingombro rilevato per il tipo di plinto ed usato per il calcolo dell'armatura = Pil.Qua 1

- Armatura Inferiore :

Tipo di armatura scelta = Ferro Due Pieghi

Diametro ferri = 14 mm

Copriferro inferiore = 5 cm

Copriferro laterale = 5 cm

- Armatura Superiore :

Tipo di armatura scelta = Ferro Dritto

Diametro ferri = 12 mm

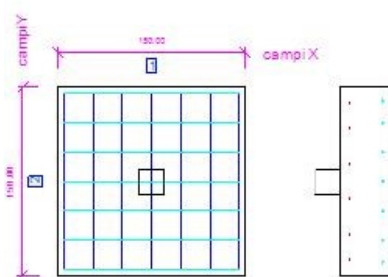
Copriferro inferiore = 7 cm

Copriferro laterale = 7 cm

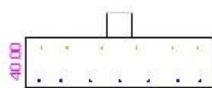
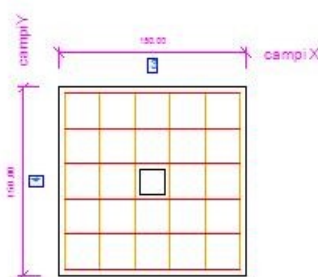
- Tipo Distribuzione Armatura :

E' stata scelta una distribuzione dell'armatura uniforme per tutta la larghezza del plinto.

pianta Armatura Inferiore



pianta Armatura Superiore

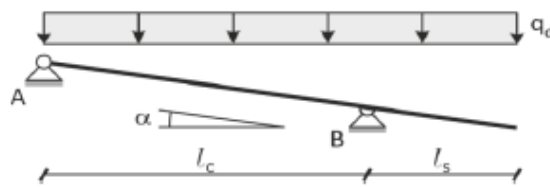
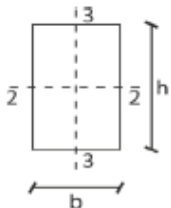


FORMA	Φ [mm]	n.Ferri	Lungh[cm]	Peso[daN]	POS	n.Ferri	Passo[cm]	Descrizione
	14	14	242 SINGOLO	2.2 SINGOLO	1	7	23	Infungo X
			3388 TOTALE	75.2 TOTALE	2	7	23	Infungo Y
	12	12	136 SINGOLO	1.2 SINGOLO	3	6	23	Acc Lungo X
			1632 TOTALE	14.5 TOTALE	4	6	23	Acc Lungo Y

22) VERIFICA OPERE IN LEGNO

22.1) VERIFICA PUNTONE 16x20

Tipo materiale:	GL24c	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Materiale legno in	controllo qualità	
Sezione		Valori caratteristici di rigidità
b =	160 mm	mod. elast. parall. medio $E_{0,mean}$ 11000 MPa
h =	200 mm	mod. elast. parall. caratt. $E_{0,05}$ 9100 MPa
Geometria		mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean}$ 300 MPa
$\alpha_{trave} =$	14.01 °	modulo di taglio medio G_{mean} 650 MPa
$l_{campata} =$	4.10 m	Valori caratteristici di resistenza
$l_{sbalzo} =$	1.30 m	flessione $f_{m,k}$ 24.00 MPa
$l_{totale} =$	5.40 m	traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 17.00 MPa
Peso proprio del legno	5.00 kN/m³	traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0.50 MPa
$q_{G1k} = (\text{peso pr. trave}) =$	0.16 kN/m	compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k}$ 21.50 MPa
Carichi agenti per metro quadro		compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2.50 MPa
passo (o tratto di carico) =	1.15 m	taglio e torsione $f_{v,k}$ 3.50 MPa
$q_{G1k} = (\text{permanente, in falda}) =$	0.50 kN/m²	Lunghezza efficace
$q_{G1k} = (\text{perm non str, in falda}) =$	0.70 kN/m²	$l_{3,eff, campata} =$ 4.10 m
$q_{Vk} = (\text{variabile, in piano}) =$	1.30 kN/m²	$l_{3,eff, sbalzo} =$ 1.30 m
Classe di servizio:	2	perm 1: $q_{G1k} = (q_{G1k} \cdot \text{passo} + q_{PPk}) \cdot \cos \alpha$ 0.71 kN/m
Carichi accidentali:	Neve (<1000 m)	perm 2: $q_{G2k} = (q_{G2k} \cdot \text{passo}) \cdot \cos \alpha$ 0.78 kN/m
tipo app:	estremità	var: $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} \cdot \cos^2 \alpha$ 1.41 kN/m
appoggio:	discont.	Controfreccia: $u_0 =$ 0 mm
	dist. bordo a: 0 mm	Limiti di freccia
Resistenza al fuoco	R30	campata $u_{2,ist} \leq l / 300$
Valori statici		$u_{net,fin} \leq l / 200$
$k_h =$	1.10	$u_{fin} \leq l / 200$
$k_{cr} =$	0.71	sbalzo $u_{2,ist} \leq l / 150$
$b_{ef} =$	114 mm	$u_{net,fin} \leq l / 100$
$A = b \cdot h =$	32000 mm²	$u_{fin} \leq l / 75$
$J_{22} = bh^3/12 =$	10666667 mm⁴	
$J_{33} = hb^3/12 =$	68266667 mm⁴	
$W_{22} = bh^2/6 =$	1066667 mm³	
$W_{33} = hb^2/6 =$	853333 mm³	
$l_{totale} =$	5.40 m	



Esito: OK!

Verifiche di resistenza	Verifiche di deformazione
se $\leq 1 \rightarrow ok$	se $\leq 1 \rightarrow ok$
Flessione $\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ 0.40	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$ 0.28 campata
Stabilità $\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ 0.40	Freccia netta finale $u_{net,fin} / u_{net,fin,lim}$ 0.55
Taglio $\tau_d / f_{v,d} =$ 0.28	Freccia netta finale $u_{fin} / u_{fin,lim}$ 0.55
Compr. app. $\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$ /	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$ *
	Freccia netta finale $u_{net,fin} / u_{net,fin,lim}$ *
	Freccia netta finale $u_{fin} / u_{fin,lim}$ *
Verifiche al fuoco:	Verifiche soddisfatte per R30

(*) = freccia verso l'alto

Ricerca combinazione più gravosa per SLU

Combinaz. 1) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,5 G_{2k}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.60$ Combinaz. 2) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,5 G_{2k} + 1,50 Q_{var,k}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.90$

Esito ricerca:		comb. 2)	→ $k_{mod} = 0.90$	Forza assiale	
Carico di progetto:	$q_d =$	4.21 kN/m		$R_{assiale\ totale} =$	5.85 kN
Carico di progetto:	$q_{d,asse} =$	1.05 kN/m		carico assiale totale scaricato dalla trave, compreso peso proprio trave	
$R_{appoggio\ A} =$	8.25 kN	$q_d \cdot l_{totale} - R_{appoggio\ B}$	$M_{appoggio\ B} =$	-3.78 kNm	$q_d \cdot l_{sbalzo}^2 / 2$
$R_{appoggio\ B} =$	15.90 kN	$q_d \cdot l_{tot}^2 / (2l_{camp})$	$M =$	7.60 kNm	(max M positivo in campata)
$V_A =$	8.00 kN	$(R_{appoggio\ A}) \cdot (\cos \alpha_{tr})$	$x =$	1.90 m	(posizione M da appoggio A)
$V_{B\ campata} =$	-9.79 kN	$(R_{app\ B} - q_d \cdot l_{sbalzo}) \cdot (\cos \alpha_{tr})$			
$V_{B\ sbalzo} =$	5.64 kN	$(q_d \cdot l_{sbalzo}) \cdot (\cos \alpha_{tr})$			

Sollecitazioni massime

(azioni assiali trascurate)

$$V_3 = 9.79 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 7.60 \text{ kNm}$$

Tensioni

$$\tau_d = 1,5 \cdot V_3 / hb_{ef} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} = 7.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,90,d} = R_9 / (b \cdot l_{app}) = / \text{ MPa}$$

Reazioni agli appoggi - sollecitazioni non combinate

$R_{appoggio\ A, g1,k} =$	1.40 kN
$R_{appoggio\ A, g2,k} =$	1.53 kN
$R_{appoggio\ A, q,k} =$	2.76 kN
$R_{appoggio\ B, g1,k} =$	2.69 kN
$R_{appoggio\ B, g2,k} =$	2.95 kN
$R_{appoggio\ B, q,k} =$	5.32 kN

Reazioni agli appoggi - c. di c. rara (g+q)

$R_{appoggio\ A, c. di c. rara} =$	5.68 kN
$R_{appoggio\ B, c. di c. rara} =$	10.96 kN

Coefficienti	
$k_{mod} =$	0.90
$\gamma_M =$	1.35
$k_{mod} / \gamma_M =$	0.67

Resistenze di calcolo

$$f_{m,d} = k_h \cdot f_{m,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M = 17.60 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M = 2.33 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M = 1.67 \text{ MPa}$$

Calcolo dei coefficienti di sbandamento laterale k_{eff} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{crit} =$ (formule in funzione di $\lambda_{rel,m}$)	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.35	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26.40 MPa	resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot b^2 / (l_{3,eff} \cdot h) \cdot E_{0,05} =$	221.60 MPa	tensione di flessione critica
$l_{3,eff} =$	4.10 m	lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9100 MPa	modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{mean} =$	650 MPa	modulo di taglio medio
$E_{mean} =$	11000 MPa	determinato secondo eq. [7.10]
Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{0,90}$		parametro
$l_{app-calcolo} =$	0.0 mm	determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

Verifica di resistenza a flessione

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.40 \leq 1$$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.40 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.28 \leq 1$$

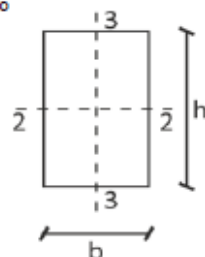
Verifica a compressione all'appoggio

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d}) \leq 1 \quad / \quad /$$

Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia: $u_0 = 0$ mmValori di deformata: campata >0 se verso il bassoValori di deformata: sbalzo >0 se verso l'alto

NOTA: per il calcolo della controfreccia dello sbalzo si ammette che l'andamento della controfreccia sia circolare



Componenti della freccia di inflessione:

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti
 u_2 freccia dovuta ai carichi variabili
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$ freccia netta (finale al netto della controfreccia)
 $u_{fn} = u_1 + u_2$ freccia finale (o freccia totale)

Limiti:

Campata:	$u_{2,ist} \leq l_{campata} /$	300	=	14.09	mm	$l_{campata} =$	4.23	m
	$u_{net,fn} \leq l_{campata} /$	200	=	21.13	mm			
	$u_{fn} \leq l_{campata} /$	200	=	21.13	mm			
Sbalzo:	$u_{2,ist} \leq l_{sbalzo} /$	150	=	8.93	mm	$l_{sbalzo} =$	1.34	m
	$u_{net,fn} \leq l_{sbalzo} /$	100	=	13.40	mm			
	$u_{fn} \leq l_{campata} /$	75	=	17.86	mm			

Parametri:

$G_{mean} = 650$ MPa
 $E_{mean} = 11000$ MPa
 $q_{G1k} = 0.71$ kN/m
 $q_{G2k} = 0.78$ kN/m
 $q_{Vk} = 1.41$ kN/m
 $l_{campata,\alpha} = 4.23$ m
 $l_{sbalzo,\alpha} = 1.34$ m
 $\alpha_{trave} = 14.01^\circ$

Valori di k_{def} secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura:	2
Coefficienti:	
$k_{der} =$	0.80
$\Psi_{2l} =$	0.00

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili $q = q_{Vk} = 1.41$ kN/m

Campata

$$u_{2,ist} = q l_{camp}^2 (5 l_{camp}^2 - 12 l_{sb}^2) (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l_{camp}^2 / (8 G_{mean} A) = 3.96 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \quad \eta = 0.28 \text{ OK}$$

Sbalzo (deformata a taglio trascurata)

$$u_{2,ist} = [q l_{camp}^3 l_{sb} - q l_{sb}^3 (4 l_{camp} + 3 l_{sb})] (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (24 E_{0,mean} J_{22}) = 2.54 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \quad (\text{valore assoluto})$$

freccia verso l'alto

Verifica della freccia netta finale $u_{net,fn}$

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{der}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{der}) = 4.10 \text{ kN/m}$$

Campata

$$u_{net,fn} = q l_{camp}^2 (5 l_{camp}^2 - 12 l_{sb}^2) (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l_{camp}^2 / (8 G_{mean} A) - u_0 = 11.53 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fn} / u_{net,fn,lim} \quad \eta = 0.55 \text{ OK}$$

Sbalzo (deformata a taglio trascurata)

$$u_{net,fn} = [q l_{camp}^3 l_{sb} - q l_{sb}^3 (4 l_{camp} + 3 l_{sb})] (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (24 E_{0,mean} J_{22}) - u_{0,sb} = 7.39 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fn} / u_{net,fn,lim} \quad (\text{valore assoluto})$$

freccia verso l'alto

Verifica della freccia totale finale u_{fn}

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{der}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{der}) = 4.10 \text{ kN/m}$$

Campata

$$u_{fn} = q l_{camp}^2 (5 l_{camp}^2 - 12 l_{sb}^2) (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l_{camp}^2 / (8 G_{mean} A) = 11.53 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{fn} / u_{fn,lim} \quad \eta = 0.55 \text{ OK}$$

Sbalzo (deformata a taglio trascurata)

$$u_{fn} = [q l_{camp}^3 l_{sb} - q l_{sb}^3 (4 l_{camp} + 3 l_{sb})] (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (24 E_{0,mean} J_{22}) = 7.39 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{fn} / u_{fn,lim} \quad (\text{valore assoluto})$$

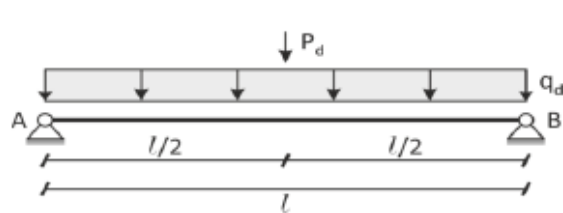
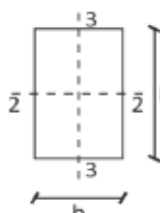
freccia verso l'alto

22.2) VERIFICA TRAVE DI BANCHINA 20x52

Tipo materiale:	GL24c	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Materiale legno in	controllo qualità	
Sezione		Valori caratteristici di rigidezza
b =	200 mm	mod. elast. parall. medio $E_{0,mean}$ 11000 MPa
h =	520 mm	mod. elast. parall. caratt. $E_{0,05}$ 9100 MPa
l =	7.70 m	mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean}$ 300 MPa
Peso proprio del legno	5.00 kN/m ³	modulo di taglio medio G_{mean} 650 MPa
q_{G1k} = (peso pr. trave) =	0.52 kN/m	Valori caratteristici di resistenza
Carichi agenti per metro quadro		flessione $f_{m,k}$ 24.00 MPa
passo (o tratto di carico) =	3.35 m	traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 17.00 MPa
q_{G1k} = (permanente) =	0.50 kN/m ²	traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0.50 MPa
q_{G2k} = (perm. non str) =	0.70 kN/m ²	compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k}$ 21.50 MPa
q_{Vk} = (variabile) =	1.30 kN/m ²	compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2.50 MPa
Carichi puntuali in mezzeria		taglio e torsione $f_{v,k}$ 3.50 MPa
P_{Ok} = (permanente) =	0.00 kN	Lunghezza efficace (sband. piano deb.1-2)
P_{Ok} = (perm. non str) =	0.00 kN	$l_{3,eff}$ = 7.70 m
P_{Vk} = (variabile) =	0.00 kN	perm. $q_{G1k} = q_{G1k} \cdot \text{passo} + q_{PPk} =$ 2.20 kN/m
Classe di servizio:	2	perm non str. $q_{G2k} = q_{G2k} \cdot \text{passo} =$ 2.35 kN/m
Carichi accidentali:	Neve (<1000 m)	var. $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} =$ 4.36 kN/m
tipo app: estremità	l_{app} 0 mm	Controfreccia: $u_0 =$ 0 mm
appoggio: scont.	b_{app} 200 mm	Limiti di freccia: $u_{2,ist} \leq l /$ 300
	dist. bordo a: 0 mm	$u_{net,fn} \leq l /$ 300
Resistenza al fuoco:	R60	$u_{fn} \leq l /$ 200

Valori statici

$k_h =$	1.01
$k_{\alpha} =$	0.71
$b_{ef} =$	143 mm
$A = b \cdot h =$	104000 mm ²
$J_{22} = bh^3/12 =$	2343466667 mm ⁴
$J_{33} = hb^3/12 =$	346666667 mm ⁴
$W_{22} = bh^2/6 =$	9013333 mm ³
$W_{33} = hb^2/6 =$	3466667 mm ³



Verifiche di resistenza	Verifiche di deformazione
se $\leq 1 \rightarrow ok$	se $\leq 1 \rightarrow ok$
Flessione $\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ 0.65	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} =$ 0.32
Stabilità $\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ 0.65	Freccia netta finale $u_{net,fn} / u_{net,fn,lim} =$ 0.93
Taglio $\tau_d / f_{v,d} =$ 0.43	Freccia netta finale $u_{fn} / u_{fn,lim} =$ 0.62
Compr. app. $\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$ /	Freccia per P = 1 kN
Verifiche al fuoco:	Verifiche soddisfatte per R60

Esito: OK!

Ricerca combinazione più gravosa per SLU

Combinaz. 1) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,50 G_{2k}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.60$ Combinaz. 2) $F_d = 1,30 G_k + 1,50 G_{2k} + 1,50 Q_{wak}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.90$ Esito ricerca: comb. 2) $\rightarrow k_{mod} = 0.90$ carico di progetto uniforme $q_d =$ 12.90 kN/mcarico di progetto puntuale $P_d =$ 0.00 kN

$R_{\text{appoggio B}} =$	49.68	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$R_{\text{appoggio A}} =$	49.68	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$V_{\text{appoggi}} =$	49.68	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$M_{\text{campata}} =$	95.63	kNm	$(q_d l^2 / 8 + P_d l / 4)$

Sollecitazioni massime

$V_3 =$	49.68	kN
$M_{22} =$	95.63	kNm

Tensioni

$\tau_d = 1,5 V_3 / h b_{ef} =$	1.00	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	10.61	MPa
$\sigma_{c,90,d} = V_3 / (b l_{\text{app-calcolo}}) =$	/	Mpa

Reazioni agli appoggi - sollecitazioni non combinate

$R_{\text{appoggio A, g1,k}} =$	8.45	kN
$R_{\text{appoggio A, g2,k}} =$	9.03	kN
$R_{\text{appoggio A, q,k}} =$	16.77	kN
$R_{\text{appoggio B, g1,k}} =$	8.45	kN
$R_{\text{appoggio B, g2,k}} =$	9.03	kN
$R_{\text{appoggio B, q,k}} =$	16.77	kN

Reazioni agli appoggi - c. di c. rara (g+q)

$R_{\text{appoggio A, c. di c. rara}} =$	34.25	kN
$R_{\text{appoggio B, c. di c. rara}} =$	34.25	kN

Coefficienti

$k_{\text{mod}} =$	0.90
$\gamma_M =$	1.35
$k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	0.67

Resistenze di calcolo

$f_{m,d} = k_h f_{m,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	16.23	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	2.33	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	1.67	MPa

Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{\text{crit}} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{\text{rel,m}})$	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{\text{rel,m}} = (f_{m,k} / \sigma_{m,\text{crit}})^{0.5} =$	0.59	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	24.35	MPa resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,\text{crit}} = 0,78 b^2 / (l_{3,\text{eff}} h) E_{0,05} =$	70.91	MPa tensione di flessione critica
$l_{3,\text{eff}} =$	7.70	m lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9100	MPa modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{\text{mean}} =$	650	MPa modulo di taglio medio
$E_{\text{mean}} =$	11000	MPa modulo elastico parallelo medio

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{0,90}$

$l_{\text{app-calcolo}} =$	0.0	mm determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

Verifica di resistenza a flessione

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.65 \leq 1$$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.65 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.43 \leq 1$$

Verifica a compressione all'appoggio

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad / \quad /$$

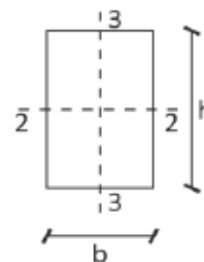
Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia: $u_0 = 0$ mm

Valori di deformata >0 se verso il basso

Componenti della freccia di inflessione:

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti
 u_2 freccia dovuta ai carichi variabili
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$ freccia netta (finale al netto della controfreccia)
 $u_{fn} = u_1 + u_2$ freccia finale (o freccia totale)



Limiti:

$u_{2,ist} \leq l / 300$	=	25.67	mm
$u_{net,fn} \leq l / 300$	=	25.67	mm
$u_{net,fn} \leq l / 200$	=	38.50	mm

$l = 7.70$ m

Parametri:

$G_{mean} = 650$ MPa
 $E_{mean} = 11000$ MPa
 $q_{G1k} = 2.20$ kN/m
 $q_{G2k} = 2.35$ kN/m
 $q_{Vk} = 4.36$ kN/m
 $P_{G1k} = 0.00$ kN/m
 $P_{G2k} = 0.00$ kN/m
 $P_{Vk} = 0.00$ kN/m

Valori di k_{def} secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura:	2
Coefficienti:	
k_{der}	0.80
Ψ_2	0.00

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili $q = q_{Vk} = 4.36$ kN/m $P = P_{Vk} = 0.00$ kN $u_{2,ist} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) =$

8.31 mm

 $\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$ $\eta = 0.32$ OKVerifica della freccia netta finale $u_{net,fn}$ $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{der}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{der}) = 12.53$ kN/m $P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{der}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{der}) = 0.00$ kN $u_{net,fn} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) - u_0 =$

23.89 mm

 $\eta = u_{net,fn} / u_{net,fn,lim}$ $\eta = 0.93$ OKVerifica della freccia totale finale u_{fn} $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{der}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{der}) = 12.53$ kN/m $P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{der}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{der}) = 0.00$ kN $u_{fn} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) =$

23.89 mm

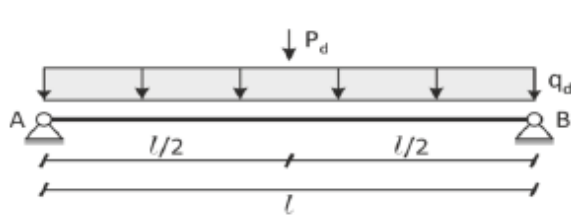
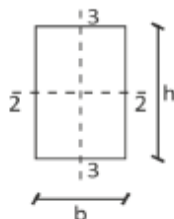
 $\eta = u_{fn} / u_{fn,lim}$ $\eta = 0.62$ OK

22.3) VERIFICA TRAVE DI COLMO 20x52

Tipo materiale:	GL24c	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Materiale legno in	controllo qualità	
Sezione		Valori caratteristici di rigidezza
b =	200 mm	mod. elast. parall. medio $E_{0,mean}$ 11000 MPa
h =	520 mm	mod. elast. parall. caratt. $E_{0,05}$ 9100 MPa
l =	7.70 m	mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean}$ 300 MPa
Peso proprio del legno	5.00 kN/m ³	modulo di taglio medio G_{mean} 650 MPa
q_{G1k} = (peso pr. trave) =	0.52 kN/m	Valori caratteristici di resistenza
Carichi agenti per metro quadro		flessione $f_{m,k}$ 24.00 MPa
passo (o tratto di carico) =	3.25 m	traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 17.00 MPa
q_{G1k} = (permanente) =	0.50 kN/m ²	traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0.50 MPa
q_{G2k} = (perm. non str) =	0.70 kN/m ²	compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k}$ 21.50 MPa
q_{Vk} = (variabile) =	1.30 kN/m ²	compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2.50 MPa
Carichi puntuali in mezzzeria		taglio e torsione $f_{v,k}$ 3.50 MPa
P_{0k} = (permanente) =	0.00 kN	Lunghezza efficace (sband. piano deb.1-2)
P_{0k} = (perm. non str) =	0.00 kN	$l_{3,eff}$ = 7.70 m
P_{Vk} = (variabile) =	0.00 kN	perm. $q_{G1k} = q_{G1k} \cdot \text{passo} + q_{Ppk} =$ 2.15 kN/m
Classe di servizio:	2	perm non str. $q_{G2k} = q_{G2k} \cdot \text{passo} =$ 2.28 kN/m
Carichi accidentali:	Neve (<1000 m)	var. $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} =$ 4.23 kN/m
tipo app: estremità	l_{app} 0 mm	Controfreccia: $u_0 =$ 0 mm
appoggio: discont.	b_{app} 200 mm	Limiti di freccia: $u_{2,ist} \leq l /$ 300
	dist. bordo a: 0 mm	$u_{net,fin} \leq l /$ 300
Resistenza al fuoco:	R60	$u_{fin} \leq l /$ 200

Valori statici

$k_h =$	1.01
$k_{or} =$	0.71
$b_{ef} =$	143 mm
$A = b \cdot h =$	104000 mm ²
$J_{22} = bh^3/12 =$	2343466667 mm ⁴
$J_{33} = hb^3/12 =$	346666667 mm ⁴
$W_{22} = bh^2/6 =$	9013333 mm ³
$W_{33} = hb^2/6 =$	3466667 mm ³



Verifiche di resistenza	Verifiche di deformazione	Esito: OK!
se $\leq 1 \rightarrow ok$	se $\leq 1 \rightarrow ok$	
Flessione $\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ 0.64	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} =$ 0.31	
Stabilità $\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ 0.64	Freccia netta finale $u_{net,fin} / u_{net,fin,lim} =$ 0.91	
Taglio $\tau_d / f_{v,d} =$ 0.42	Freccia netta finale $u_{fin} / u_{fin,lim} =$ 0.60	
Compr. app. $\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$ /	Freccia per P = 1 kN	
Verifiche al fuoco:	Verifiche soddisfatte per R60	

Ricerca combinazione più gravosa per SLU

Combinaz. 1) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,50 G_{2k}$	$\rightarrow k_{mod} = 0.60$
Combinaz. 2) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,50 G_{2k} + 1,50 Q_{var,k}$	$\rightarrow k_{mod} = 0.90$
Esito ricerca: comb. 2)	$\rightarrow k_{mod} = 0.90$
carico di progetto uniforme $q_d =$ 12.54 kN/m	
carico di progetto puntuale $P_d =$ 0.00 kN	

$R_{\text{appoggio B}} =$	48.27	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$R_{\text{appoggio A}} =$	48.27	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$V_{\text{appoggi}} =$	48.27	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$M_{\text{campata}} =$	92.93	kNm	$(q_d l^2 / 8 + P_d l / 4)$

Sollecitazioni massime

$V_3 =$	48.27	kN
$M_{22} =$	92.93	kNm

Tensioni

$\tau_d = 1,5 V_3 / h b_{ef} =$	0.97	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	10.31	MPa
$\sigma_{c,90,d} = V_3 / (b l_{\text{app-calcolo}}) =$	/	Mpa

Reazioni agli appoggi - sollecitazioni non combinate

$R_{\text{appoggio A}, g1,k} =$	8.26	kN
$R_{\text{appoggio A}, g2,k} =$	8.76	kN
$R_{\text{appoggio A}, q,k} =$	16.27	kN
$R_{\text{appoggio B}, g1,k} =$	8.26	kN
$R_{\text{appoggio B}, g2,k} =$	8.76	kN
$R_{\text{appoggio B}, q,k} =$	16.27	kN

Reazioni agli appoggi - c. di c. rara (g+q)

$R_{\text{appoggio A}, c. di c. rara} =$	33.28	kN
$R_{\text{appoggio B}, c. di c. rara} =$	33.28	kN

Coefficienti

$k_{\text{mod}} =$	0.90
$\gamma_M =$	1.35
$k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	0.67

Resistenze di calcolo

$f_{m,d} = k_h f_{m,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	16.23	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	2.33	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	1.67	MPa

Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{\text{crit}} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{\text{rel,m}})$	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{\text{rel,m}} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.59	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	24.35	MPa resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,\text{eff}} h) E_{0,05} =$	70.91	MPa tensione di flessione critica
$l_{3,\text{eff}} =$	7.70	m lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9100	MPa modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{\text{mean}} =$	650	MPa modulo di taglio medio
$E_{\text{mean}} =$	11000	MPa modulo elastico parallelo medio

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$l_{\text{app-calcolo}} =$	0.0	mm determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

Verifica di resistenza a flessione

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.64 \leq 1$$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.64 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.42 \leq 1$$

Verifica a compressione all'appoggio

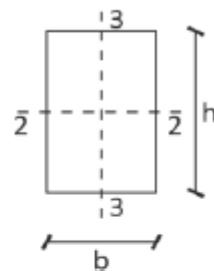
$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad / \quad /$$

Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia: $u_0 = 0$ mm

Valori di deformata >0 se verso il basso

Componenti della freccia di inflessione:

 u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti u_2 freccia dovuta ai carichi variabili $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$ freccia netta (finale al netto della controfreccia) $u_{fn} = u_1 + u_2$ freccia finale (o freccia totale)

$$u_{2,ist} \leq l / 300 = 25.67 \text{ mm}$$

$$\text{Limiti: } u_{net,fn} \leq l / 300 = 25.67 \text{ mm}$$

$$u_{net,fn} \leq l / 200 = 38.50 \text{ mm}$$

$$l = 7.70 \text{ m}$$

Parametri:

$$G_{mean} = 650 \text{ MPa}$$

$$E_{mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$q_{G1k} = 2.15 \text{ kN/m}$$

$$q_{G2k} = 2.28 \text{ kN/m}$$

$$q_{Vk} = 4.23 \text{ kN/m}$$

$$P_{G1k} = 0.00 \text{ kN/m}$$

$$P_{G2k} = 0.00 \text{ kN/m}$$

$$P_{Vk} = 0.00 \text{ kN/m}$$

Valori di k_{def} secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura:

$$\text{Coefficienti: } k_{def} = 0.80$$

$$\Psi_{2l} = 0.00$$

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili

$$q = q_{Vk} = 4.23 \text{ kN/m}$$

$$P = P_{Vk} = 0.00 \text{ kN}$$

$$u_{2,ist} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) =$$

$$8.06 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$$

$$\eta = 0.31 \text{ OK}$$

Verifica della freccia netta finale $u_{net,fn}$

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 12.18 \text{ kN/m}$$

$$P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 0.00 \text{ kN}$$

$$u_{net,fn} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) - u_0 =$$

$$23.23 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fn} / u_{net,fn,lim}$$

$$\eta = 0.91 \text{ OK}$$

Verifica della freccia totale finale u_{fn}

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 12.18 \text{ kN/m}$$

$$P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 0.00 \text{ kN}$$

$$u_{fn} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) =$$

$$23.23 \text{ mm}$$

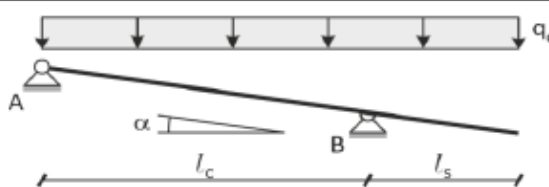
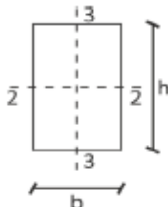
$$\eta = u_{fn} / u_{fn,lim}$$

$$\eta = 0.60 \text{ OK}$$

23) RIFACIMENTO COPERTURE IN LEGNO FABBRICATO ESISTENTE

23.1) VERIFICA PUNTONE 16x20

Tipo materiale:	GL24c	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Materiale legno in	controllo qualità	
Sezione		Valori caratteristici di rigidezza
b =	160 mm	mod. elast. parall. medio $E_{0,mean}$ 11000 MPa
h =	200 mm	mod. elast. parall. caratt. $E_{0,OS}$ 9100 MPa
Geometria		mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean}$ 300 MPa
$\alpha_{trave} =$	14.01 °	modulo di taglio medio G_{mean} 650 MPa
$l_{campata} =$	4.35 m	Valori caratteristici di resistenza
$l_{sbalzo} =$	0.00 m	flessione $f_{m,k}$ 24.00 MPa
$l_{totale} =$	4.35 m	traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 17.00 MPa
Peso proprio del legno	5.00 kN/m³	traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0.50 MPa
q_{G1k} = (peso pr. trave) =	0.16 kN/m	compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k}$ 21.50 MPa
Carichi agenti per metro quadro		compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2.50 MPa
passo (o tratto di carico) =	1.15 m	taglio e torsione $f_{v,k}$ 3.50 MPa
q_{G1k} = (permanente, in falda) =	0.50 kN/m²	Lunghezza efficace
q_{G1k} = (perm non str, in falda) =	0.70 kN/m²	$l_{3,eff,campata} =$ 4.35 m
q_{Vk} = (variabile, in piano) =	1.30 kN/m²	$l_{3,eff,sbalzo} =$ 0.00 m
Classe di servizio:	2	perm 1: $q_{G1k} = (q_{G1k} \cdot \text{passo} + q_{PFk}) \cdot \cos \alpha$ 0.71 kN/m
Carichi accidentali:	Neve (<1000 m)	perm 2: $q_{G2k} = (q_{G2k} \cdot \text{passo}) \cdot \cos \alpha$ 0.78 kN/m
tipo app: estremità	l_{app} 0 mm	var: $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} \cdot \cos^2 \alpha$ 1.41 kN/m
appoggio: scont.	b_{app} 160 mm	Controfreccia: $u_0 =$ 0 mm
	dist. bordo a: 0 mm	Limiti di freccia
Resistenza al fuoco	R30	campata $u_{2,ist} \leq l / 300$
Valori statici		$u_{net,fin} \leq l / 200$
$k_h =$	1.10	$u_{nn} \leq l / 200$
$k_{cr} =$	0.71	sbalzo $u_{2,ist} \leq l / 150$
$b_{ef} =$	114 mm	$u_{net,fin} \leq l / 100$
$A = b \cdot h =$	32000 mm²	$u_{nn} \leq l / 75$
$J_{22} = bh^3/12 =$	106666667 mm⁴	
$J_{33} = hb^3/12 =$	68266667 mm⁴	
$W_{22} = bh^2/6 =$	1066667 mm³	
$W_{33} = hb^2/6 =$	853333 mm³	
$l_{totale} =$	4.35 m	

Esito: **OK!**

Verifiche di resistenza		Verifiche di deformazione	
se $\leq 1 \rightarrow ok$		se $\leq 1 \rightarrow ok$	
Flessione	$\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ 0.56	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$ 0.44	campata
Stabilità	$\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ 0.56	Freccia netta finale $u_{net,fin} / u_{net,fin,lim}$ 0.85	
Taglio	$\tau_d / f_{v,d} =$ 0.27	Freccia netta finale $u_{nn} / u_{nn,lim}$ 0.85	
Compr. app. $\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$	/	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$ /	sbalzo
		Freccia netta finale $u_{net,fin} / u_{net,fin,lim}$ /	
		Freccia netta finale $u_{nn} / u_{nn,lim}$ /	
Verifiche al fuoco:	Verifiche soddisfatte per R30		

Ricerca combinazione più gravosa per SLU

Combinaz. 1) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,5 G_{2k}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.60$ Combinaz. 2) $F_d = 1,30 G_k + 1,5 G_{2k} + 1,50 Q_{var,k}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.90$

Esito ricerca:	comb. 2)	→	$k_{mod} = 0.90$	Forza assiale	$R_{assiale\ totale} =$	4.71 kN
Carico di progetto: $q_d =$	4.21 kN/m			carico assiale totale scaricato dalla trave, compreso peso proprio trave		
Carico di progetto: $q_{d,asse} =$	1.05 kN/m					
$R_{appoggio\ A} =$	9.73 kN	$q_d \cdot l_{totale} - R_{appoggio\ B}$	$M_{appoggio\ B} =$	0.00 kNm	$q_d \cdot l_{sbalzo}^2 / 2$	
$R_{appoggio\ B} =$	9.73 kN	$q_d \cdot l_{tot}^2 / (2 \cdot l_{camp})$	$M =$	10.58 kNm	(max M positivo in campata)	
$V_A =$	9.44 kN	$(R_{appoggio\ A}) \cdot (\cos \alpha_{tr})$	$x =$	2.24 m	(posizione M da appoggio A)	
$V_{B\ campata} =$	-9.44 kN	$(R_{app\ B} - q_d \cdot l_{sbalzo}) \cdot (\cos \alpha_{tr})$				
$V_{B\ sbalzo} =$	0.00 kN	$(q_d \cdot l_{sbalzo}) \cdot (\cos \alpha_{tr})$				

Sollecitazioni massime

(azioni assiali trascurate)

$V_3 =$	9.73 kN
$M_{22} =$	10.58 kNm
Tensioni	
$\tau_d = 1,5 \cdot V_3 / h b_{ef} =$	0.64 MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	9.92 MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_B / (b \cdot l_{app}) =$	/ Mpa

Reazioni agli appoggi - sollecitazioni non combinate

$R_{appoggio\ A, g1,k} =$	1.65 kN
$R_{appoggio\ A, g2,k} =$	1.80 kN
$R_{appoggio\ A, q,k} =$	3.25 kN
$R_{appoggio\ B, g1,k} =$	1.65 kN
$R_{appoggio\ B, g2,k} =$	1.80 kN
$R_{appoggio\ B, q,k} =$	3.25 kN

Reazioni agli appoggi - c. di c. rara (g+q)

$R_{appoggio\ A, c. di c. rara} =$	6.70 kN
$R_{appoggio\ B, c. di c. rara} =$	6.70 kN

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.90
$\gamma_M =$	1.35
$k_{mod} / \gamma_M =$	0.67

Resistenze di calcolo

$f_{m,d} = k_{\eta} \cdot f_{m,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M =$	17.60 MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M =$	2.33 MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \cdot k_{mod} / \gamma_M =$	1.67 MPa

Calcolo dei coefficienti di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{crit} =$ (formule in funzione di $\lambda_{rel,m}$)	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.36	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26.40 MPa	resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot b^2 / (l_{3,eff} \cdot h) \cdot E_{0,05} =$	208.86 MPa	tensione di flessione critica
$l_{3,eff} =$	4.35 m	lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9100 MPa	modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{mean} =$	650 MPa	modulo di taglio medio
$E_{mean} =$	11000 MPa	determinato secondo eq. [7.10]
Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{0,90}$		parametro
$l_{app-calcolo} =$	0.0 mm	determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

Verifica di resistenza a flessione

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1$$

$$\eta = 0.56 \leq 1$$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) \leq 1$$

$$\eta = 0.56 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$$

$$\eta = 0.27 \leq 1$$

Verifica a compressione all'appoggio

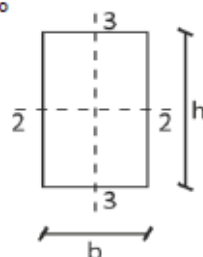
$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d}) \leq 1$$

$$/ /$$

Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia: $u_0 = 0$ mmValori di deformata: campata >0 se verso il bassoValori di deformata: sbalzo >0 se verso l'alto

NOTA: per il calcolo della controfreccia dello sbalzo si ammette che l'andamento della controfreccia sia circolare



Componenti della freccia di inflessione:

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti
 u_2 freccia dovuta ai carichi variabili
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$ freccia netta (finale al netto della controfreccia)
 $u_{fn} = u_1 + u_2$ freccia finale (o freccia totale)

Limiti:

Campata:	$u_{2,ist} \leq l_{campata} /$	300	=	14.94	mm	$l_{campata} =$	4.48	m
	$u_{net,fn} \leq l_{campata} /$	200	=	22.42	mm			
	$u_{fn} \leq l_{campata} /$	200	=	22.42	mm			
Sbalzo:	$u_{2,ist} \leq l_{sbalzo} /$	150	=	0.00	mm	$l_{sbalzo} =$	0.00	m
	$u_{net,fn} \leq l_{sbalzo} /$	100	=	0.00	mm			
	$u_{fn} \leq l_{campata} /$	75	=	0.00	mm			

Parametri:

$G_{mean} = 650$ MPa
 $E_{mean} = 11000$ MPa
 $q_{G1k} = 0.71$ kN/m
 $q_{G2k} = 0.78$ kN/m
 $q_{Vk} = 1.41$ kN/m
 $l_{campata,\alpha} = 4.48$ m
 $l_{sbalzo,\alpha} = 0.00$ m
 $\alpha_{trave} = 14.01^\circ$

Valori di k_{def} secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura: 2
 Coefficienti: $k_{def} = 0.80$
 $\Psi_2 = 0.00$

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili $q = q_{Vk} = 1.41$ kN/m

Campata

$$u_{2,ist} = q l_{camp}^2 (5 l_{camp}^2 - 12 l_{sb}^2) (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l_{camp}^2 / (8 G_{mean} A) = 6.51 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \quad \eta = 0.44 \text{ OK}$$

Sbalzo (deformata a taglio trascurata)

$$u_{2,ist} = [q l_{camp}^3 l_{sb} - q l_{sb}^3 (4 l_{camp} + 3 l_{sb})] (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (24 E_{0,mean} J_{22}) = 0.00 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} \quad (\text{valore assoluto}) \quad /$$

Verifica della freccia netta finale $u_{net,fn}$

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) = 4.10 \text{ kN/m}$$

Campata

$$u_{net,fn} = q l_{camp}^2 (5 l_{camp}^2 - 12 l_{sb}^2) (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l_{camp}^2 / (8 G_{mean} A) - u_0 = 18.96 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fn} / u_{net,fn,lim} \quad \eta = 0.85 \text{ OK}$$

Sbalzo (deformata a taglio trascurata)

$$u_{net,fn} = [q l_{camp}^3 l_{sb} - q l_{sb}^3 (4 l_{camp} + 3 l_{sb})] (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (24 E_{0,mean} J_{22}) - u_{0,sb} = 0.00 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{net,fn} / u_{net,fn,lim} \quad (\text{valore assoluto}) \quad /$$

Verifica della freccia totale finale u_{fn}

$$q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) = 4.10 \text{ kN/m}$$

Campata

$$u_{fn} = q l_{camp}^2 (5 l_{camp}^2 - 12 l_{sb}^2) (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l_{camp}^2 / (8 G_{mean} A) = 18.96 \text{ mm}$$

$$\eta = u_{fn} / u_{fn,lim} \quad \eta = 0.85 \text{ OK}$$

Sbalzo (deformata a taglio trascurata)

$$u_{fn} = [q l_{camp}^3 l_{sb} - q l_{sb}^3 (4 l_{camp} + 3 l_{sb})] (1 / \cos \alpha_{tr})^2 / (24 E_{0,mean} J_{22}) = 0.00 \text{ mm}$$

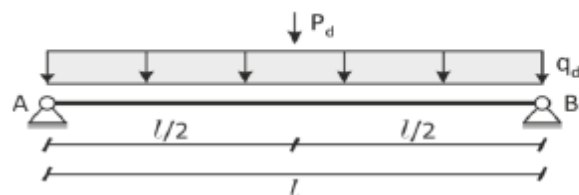
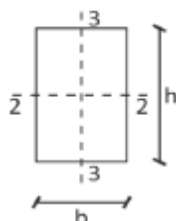
$$\eta = u_{fn} / u_{fn,lim} \quad (\text{valore assoluto}) \quad /$$

23.2) VERIFICA COLMO 24x24

Tipo materiale:	GL24c	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Materiale legno in	controllo qualità	
Sezione		Valori caratteristici di rigidezza
b =	240 mm	mod. elast. parall. medio $E_{0,mean}$ 11000 MPa
h =	240 mm	mod. elast. parall. caratt. $E_{0,05}$ 9100 MPa
l =	3.45 m	mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean}$ 300 MPa
Peso proprio del legno	5.00 kN/m ³	modulo di taglio medio G_{mean} 650 MPa
q_{G1k} = (peso pr. trave) =	0.29 kN/m	Valori caratteristici di resistenza
Carichi agenti per metro quadro		flessione $f_{m,k}$ 24.00 MPa
passo (o tratto di carico) =	4.35 m	traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 17.00 MPa
q_{G1k} = (permanente) =	0.50 kN/m ²	traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0.50 MPa
q_{G2k} = (perm. non str) =	0.70 kN/m ²	compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k}$ 21.50 MPa
q_{Vk} = (variabile) =	1.30 kN/m ²	compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2.50 MPa
Carichi puntuali in mezzeria		taglio e torsione $f_{v,k}$ 3.50 MPa
P_{0k} = (permanente) =	0.00 kN	Lunghezza efficace (sband. piano deb.1-2)
P_{0k} = (perm. non str) =	0.00 kN	$l_{3,eff}$ = 3.45 m
P_{Vk} = (variabile) =	0.00 kN	perm. $q_{G1k} = q_{G1k} \cdot \text{passo} + q_{PPk} =$ 2.46 kN/m
Classe di servizio:	2	perm non str. $q_{G2k} = q_{G2k} \cdot \text{passo} =$ 3.05 kN/m
Carichi accidentali:	Neve (<1000 m)	var. $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} =$ 5.66 kN/m
tipo app: estremità	l_{app} 0 mm	Controfreccia: $u_0 =$ 0 mm
appoggio: scont.	b_{app} 240 mm	Limiti di freccia: $u_{2,jst} \leq l /$ 250
	dist. bordo a: 0 mm	$u_{net,fn} \leq l /$ 200
Resistenza al fuoco:	R60	$u_{fn} \leq l /$ 200

Valori statici

$k_h =$	1.10
$k_{or} =$	0.71
$b_{ef} =$	171 mm
$A = b \cdot h =$	57600 mm ²
$J_{22} = bh^3/12 =$	276480000 mm ⁴
$J_{33} = hb^3/12 =$	276480000 mm ⁴
$W_{22} = bh^2/6 =$	2304000 mm ³
$W_{33} = hb^2/6 =$	2304000 mm ³



Verifiche di resistenza	Verifiche di deformazione
se $\leq 1 \rightarrow ok$	se $\leq 1 \rightarrow ok$
Flessione $\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$ 0.60	Freccia istantanea $u_{2,jst} / u_{2,jst,lim} =$ 0.27
Stabilità $\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$ 0.60	Freccia netta finale $u_{net,fn} / u_{net,fn,lim} =$ 0.59
Taglio $\tau_d / f_{v,d} =$ 0.44	Freccia netta finale $u_{fn} / u_{fn,lim} =$ 0.59
Compr. app. $\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$ /	Freccia per P = 1 kN
Verifiche al fuoco:	Verifiche soddisfatte per R60

Esito: OK!

Ricerca combinazione più gravosa per SLU

Combinaz. 1) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,50 G_{2k}$	$\rightarrow k_{mod} = 0.60$
Combinaz. 2) $F_d = 1,30 G_k + 1,50 G_{2k} + 1,50 Q_{var,k}$	$\rightarrow k_{mod} = 0.90$
Esito ricerca: comb. 2)	$\rightarrow k_{mod} = 0.90$
carico di progetto uniforme $q_d =$ 16.25 kN/m	
carico di progetto puntuale $P_d =$ 0.00 kN	

$R_{\text{appoggio B}} =$	28.03	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$R_{\text{appoggio A}} =$	28.03	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$V_{\text{appoggi}} =$	28.03	kN	$(q_d l / 2 + P_d / 2)$
$M_{\text{campata}} =$	24.18	kNm	$(q_d l^2 / 8 + P_d l / 4)$

Sollecitazioni massime

$V_3 =$	28.03	kN
$M_{22} =$	24.18	kNm

Tensioni

$\tau_d = 1,5 V_3 / h b_{ef} =$	1.02	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	10.49	MPa
$\sigma_{c,90,d} = V_3 / (b l_{\text{app-calcolo}}) =$	/	Mpa

Reazioni agli appoggi - sollecitazioni non combinate

$R_{\text{appoggio A, q1,k}} =$	4.25	kN
$R_{\text{appoggio A, q2,k}} =$	5.25	kN
$R_{\text{appoggio A, q,k}} =$	9.75	kN
$R_{\text{appoggio B, q1,k}} =$	4.25	kN
$R_{\text{appoggio B, q2,k}} =$	5.25	kN
$R_{\text{appoggio B, q,k}} =$	9.75	kN

Reazioni agli appoggi - c. di c. rara (g+q)

$R_{\text{appoggio A, c. di c. rara}} =$	19.26	kN
$R_{\text{appoggio B, c. di c. rara}} =$	19.26	kN

Coefficienti

$k_{\text{mod}} =$	0.90
$\gamma_M =$	1.35
$k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	0.67

Resistenze di calcolo

$f_{m,d} = k_h f_{m,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	17.54	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	2.33	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{\text{mod}} / \gamma_M =$	1.67	MPa

Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{\text{crit}} =$ (formule in funzione di $\lambda_{\text{rel,m}}$)	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{\text{rel,m}} = (f_{m,k} / \sigma_{m,\text{crit}})^{0.5} =$	0.23	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26.30	MPa resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,\text{crit}} = 0,78 b^2 / (l_{3,\text{eff}} h) E_{0,05} =$	493.77	MPa tensione di flessione critica
$l_{3,\text{eff}} =$	3.45	m lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9100	MPa modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{\text{mean}} =$	650	MPa modulo di taglio medio
$E_{\text{mean}} =$	11000	MPa modulo elastico parallelo medio

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$l_{\text{app-calcolo}} =$	0.0	mm determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

Verifica di resistenza a flessione

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.60 \leq 1$$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.60 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.44 \leq 1$$

Verifica a compressione all'appoggio

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad / \quad /$$

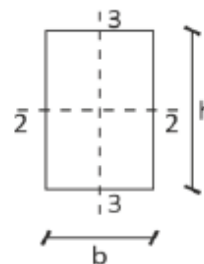
Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia: $u_0 = 0$ mm

Valori di deformata >0 se verso il basso

Componenti della freccia di inflessione:

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti
 u_2 freccia dovuta ai carichi variabili
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$ freccia netta (finale al netto della controfreccia)
 $u_{fin} = u_1 + u_2$ freccia finale (o freccia totale)



$u_{2,ist} \leq l / 250 = 13.80$ mm
Limiti: $u_{net,fin} \leq l / 200 = 17.25$ mm
 $u_{net,fin} \leq l / 200 = 17.25$ mm

 $l = 3.45$ m

Parametri:

$G_{mean} = 650$ MPa
 $E_{mean} = 11000$ MPa
 $q_{G1k} = 2.46$ kN/m
 $q_{G2k} = 3.05$ kN/m
 $q_{Vk} = 5.66$ kN/m
 $P_{G1k} = 0.00$ kN/m
 $P_{G2k} = 0.00$ kN/m
 $P_{Vk} = 0.00$ kN/m

Valori di k_{def} secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura: 2
 Coefficienti: $k_{def} = 0.80$
 $\Psi_{2l} = 0.00$

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili $q = q_{Vk} = 5.66$ kN/m $P = P_{Vk} = 0.00$ kN $u_{2,ist} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) =$

3.70 mm

 $\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$ $\eta = 0.27$ OKVerifica della freccia netta finale $u_{net,fin}$ $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 15.57$ kN/m $P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 0.00$ kN $u_{net,fin} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) - u_0 =$

10.19 mm

 $\eta = u_{net,fin} / u_{net,fin,lim}$ $\eta = 0.59$ OKVerifica della freccia totale finale u_{fin} $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 15.57$ kN/m $P = (P_{G1k} + P_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + P_{Vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 0.00$ kN $u_{fin} = 5q l^4 / (384 E_{0,mean} J_{22}) + 1,2 q l^2 / (8 G_{mean} A) + P l^3 / (48 E_{0,mean} J_{22}) =$

10.19 mm

 $\eta = u_{fin} / u_{fin,lim}$ $\eta = 0.59$ OK

23.3) VERIFICA CANTONALE 24x24

Tipo materiale:	GL24c	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).
Materiale legno in	controllo qualità	
Sezione		Valori caratteristici di rigidità
b =	240 mm	mod. elast. parall. medio $E_{0,mean}$ 11000 MPa
h =	240 mm	mod. elast. parall. caratt. $E_{0,OS}$ 9100 MPa
L travetto pianta sul displ. =	3.85 m	mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean}$ 300 MPa
(tratto di carico massimo sul displuvio)		modulo di taglio medio G_{mean} 650 MPa
Geometria		Valori caratteristici di resistenza
α_{tetto} =	14.00 °	flessione $f_{m,k}$ 24.00 MPa
$\alpha_{displ.}$ =	10.00 °	traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k}$ 17.00 MPa
l =	5.44 m	traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k}$ 0.50 MPa
Peso proprio del legno	5.00 kN/m ³	compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k}$ 21.50 MPa
q_{G1k} = (peso pr. trave) =	0.29 kN/m	compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k}$ 2.50 MPa
Carichi agenti per metro quadro		taglio e torsione $f_{v,k}$ 3.50 MPa
q_{G1k} = (permanente) =	0.50 kN/m ²	Lunghezza efficace
q_{G2k} = (perm non str) =	0.70 kN/m ²	$l_{3,eff}$ = 5.53 m
q_{Vk} = (variabile) =	1.30 kN/m ²	perm. max: $q_{G1k} = (q_{G1k} \cdot L + q_{PFk}) \cdot \cos \alpha_{displ.}$ = 1.36 kN/m
Classe di servizio:	2	perm non str max: $q_{G2k} = (q_{G2k} \cdot L) \cdot \cos \alpha_{displ.}$ = 1.90 kN/m
Carichi accidentali:	Neve (<1000 m)	var. max: $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} \cdot \cos^2 \alpha_{displ.}$ = 3.43 kN/m
tipo app: estremità	l_{app} 0 mm	Controfreccia: u_0 = 0 mm
appoggio: discont.	b_{app} 240 mm	Limiti di freccia
	dist. bordo a: 0 mm	$u_{2,ist} \leq l /$ 300
Resistenza al fuoco	R30	$u_{net,fin} \leq l /$ 250
		$u_{fn} \leq l /$ 200

Valori statici

$k_h = 1.10$

$k_{\alpha} = 0.71$

$b_{ef} = 171 \text{ mm}$

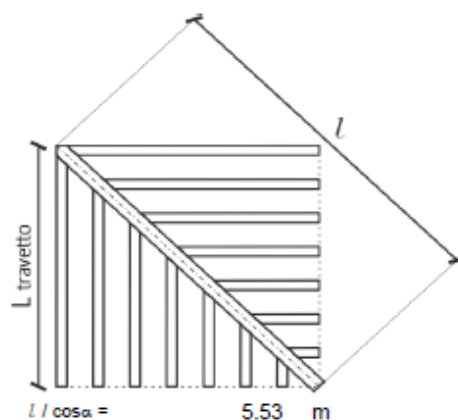
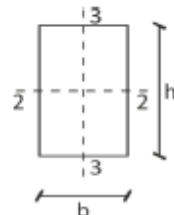
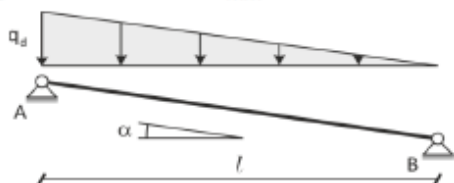
$A = b \cdot h = 57600 \text{ mm}^2$

$J_{22} = bh^3/12 = 276480000 \text{ mm}^4$

$J_{33} = hb^3/12 = 276480000 \text{ mm}^4$

$W_{22} = bh^2/6 = 2304000 \text{ mm}^3$

$W_{33} = hb^2/6 = 2304000 \text{ mm}^3$



Verifiche di resistenza	Verifiche di deformazione
se $\leq 1 \rightarrow ok$	se $\leq 1 \rightarrow ok$
Flessione $\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} = 0.51$	Freccia istantanea $u_{2,ist} / u_{2,ist,lim} = 0.37$
Stabilità $\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) = 0.51$	Freccia netta finale $u_{net,fn} / u_{net,fn,lim} = 0.94$
Taglio $\tau_d / f_{v,d} = 0.30$	Freccia finale $u_{fn} / u_{fn,lim} = 0.75$
Compr. app. $\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) = /$	
Verifiche al fuoco:	Verifiche soddisfatte per R30

Esito: OK!

Ricerca combinazione più gravosa per SLU

Combinaz. 1) $F_d = 1,30 G_{1k} + 1,5 G_{2k}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.60$

Combinaz. 2) $F_d = 1,30 G_k + 1,5 G_{2k} + 1,50 Q_{var,k}$ $\rightarrow k_{mod} = 0.90$

Esito ricerca:	comb. 2)	→ $k_{mod} = 0.90$	Forza assiale
Carico di progetto: $q_d =$	9.77	kN/m	$R_{assiale\ totale} =$ 5.12 kN
Carico di progetto: $q_{d,asse} =$	1.72	kN/m	carico assiale totale scaricato dalla trave, compreso peso proprio trave

$R_{appoggio\ A} =$	19.33	kN	($q_d l / 3$)
$R_{appoggio\ B} =$	10.18	kN	($q_d l / 6$)
$V_A =$	19.03	kN	($R_{appoggio\ A} \cos \alpha_{displ}$)
$V_B =$	10.03	kN	($R_{appoggio\ B} \cos \alpha_{displ}$)
$M_{campata} =$	20.58	kNm	($q_d l^2 / 15,588$)

Sollecitazioni massime

(azioni assiali trascurate)

$V_3 =$	19.03	kN
$M_{22} =$	20.58	kNm

Tensioni

$\tau_d = 1,5 V_3 / hb_{ef} =$	0.69	MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	8.93	MPa
$\sigma_{c,90,d} = R_A / (b l_{app}) =$	/	Mpa

Coefficienti

$k_{mod} =$	0.90
$\gamma_M =$	1.35
$k_{mod} / \gamma_M =$	0.67

Reazioni agli appoggi - sollecitazioni non combinate

$R_{appoggio\ A, g1,k} =$	3.34	kN
$R_{appoggio\ A, g2,k} =$	3.56	kN
$R_{appoggio\ A, q,k} =$	6.42	kN
$R_{appoggio\ B, g1,k} =$	2.07	kN
$R_{appoggio\ B, g2,k} =$	1.78	kN
$R_{appoggio\ B, q,k} =$	3.21	kN

Reazioni agli appoggi - c. di c. rara (g+q)

$R_{appoggio\ A, c. di c. rara} =$	13.33	kN
$R_{appoggio\ B, c. di c. rara} =$	7.06	kN

Resistenze di calcolo

$f_{m,d} = k_h f_{m,k} k_{mod} / \gamma_M =$	17.54	MPa
$f_{v,d} = f_{v,k} k_{mod} / \gamma_M =$	2.33	MPa
$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} k_{mod} / \gamma_M =$	1.67	MPa

Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{crit} =$ (formule in funzione di $\lambda_{rel,m}$)	1.00	secondo (4.4.12) di NTC 17/01/2018
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.29	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26.30	MPa resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	308.12	MPa tensione di flessione critica
$l_{3,eff} =$	5.53	m lunghezza efficace
$E_{0,05} =$	9100	MPa modulo elastico parallelo caratteristico
$G_{mean} =$	650	MPa modulo di taglio medio
$E_{mean} =$	11000	MPa modulo elastico parallelo medio

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{o,90}$

$l_{app-calcolo} =$	0	mm determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

Verifica di resistenza a flessione

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.51 \leq 1$$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) \leq 1 \quad \eta = 0.51 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.30 \leq 1$$

Verifica a compressione all'appoggio

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad / \quad /$$

Verifica della freccia di inflessione

Controfreccia: $u_0 = 0$ mm

Valori di deformata >0 se verso il basso

Componenti della freccia di inflessione:

u_1 freccia dovuta ai carichi permanenti
 u_2 freccia dovuta ai carichi variabili
 $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$ freccia netta (finale al netto della controfreccia)
 $u_{fn} = u_1 + u_2$ freccia finale (o freccia totale)

Limiti:

$u_{2,ist} \leq l /$	300	=	18.43	mm
$u_{net,fn} \leq l /$	250	=	22.11	mm
$u_{fn} \leq l /$	200	=	27.64	mm

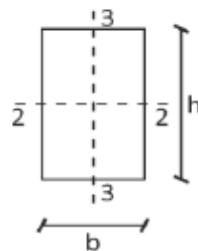
 $l = 5.53$ m

Parametri:

$G_{mean} = 650$ MPa
 $E_{mean} = 11000$ MPa
 $q_{G1k} = 1.36$ kN/m
 $q_{G2k} = 1.90$ kN/m
 $q_{vk} = 3.43$ kN/m

Valori di kdef secondo la tabella 4.4.V di NTC 17/01/2018:

Classe di servizio della struttura:	2
Coefficienti:	
$k_{def} =$	0.80
$\Psi_{2l} =$	0.00

Verifica della freccia istantanea $u_{2,ist}$ per i soli carichi variabili $q = q_{vk} = 3.43$ kN/m $u_{2,ist} = 0,00652 \cdot q \cdot l^4 / E_{0,mean} J_{22} = 6.88$ mm $\eta = u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$ $\eta = 0.37$ OKVerifica della freccia netta finale $u_{net,fn}$ $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 9.31$ kN/m $u_{net,fn} = 0,00652 \cdot q \cdot l^4 / E_{0,mean} J_{22} - 0,9614 \cdot u_0 = 20.75$ mm $\eta = u_{net,fn} / u_{net,fn,lim}$ $\eta = 0.94$ OKVerifica della freccia totale finale u_{fn} $q = (q_{G1k} + q_{G2k}) \cdot (1 + k_{def}) + q_{vk} \cdot (1 + \Psi_{2l} \cdot k_{def}) = 9.31$ kN/m $u_{fn} = 0,00652 \cdot q \cdot l^4 / E_{0,mean} J_{22} = 20.75$ mm $\eta = u_{fn} / u_{fn,lim}$ $\eta = 0.75$ OK

23.4) VERIFICA CAPRIATA IN LEGNO

La capriata in legno verrà realizzata con puntoni aventi sezione 16x20 cm, catena costituita da due elementi laterali in legno di sezione 10x24 cm e catena alta a sostegno del colmo costituita da due elementi laterali in legno di sezione 10x24 cm.

Il dimensionamento della capriata è stato condotto mediante modello tridimensionale agli elementi finiti per la determinazione delle sollecitazioni e verifica delle singole sezioni mediante utilizzo di fogli di calcolo elettronici.

Si riportano a seguire il modello di calcolo e le sollecitazioni determinate.

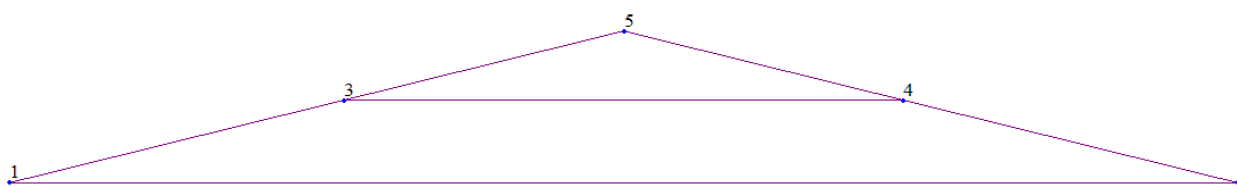


Figura 11 - Numerazione nodi

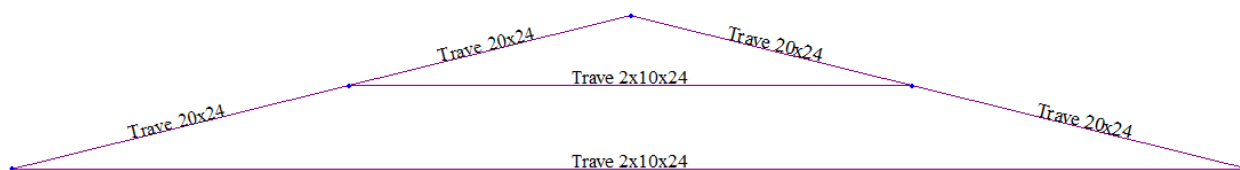


Figura 12 - Sezione aste

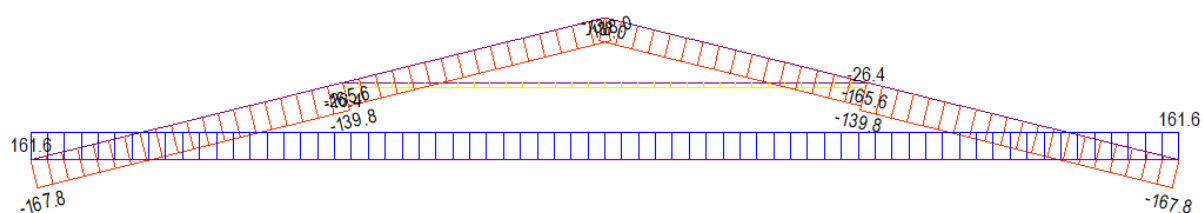


Figura 13 - Diagramma di sforzo assiale

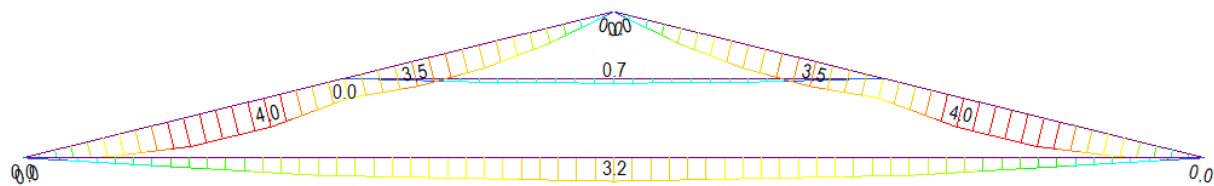


Figura 14 - Diagramma di momento flettente

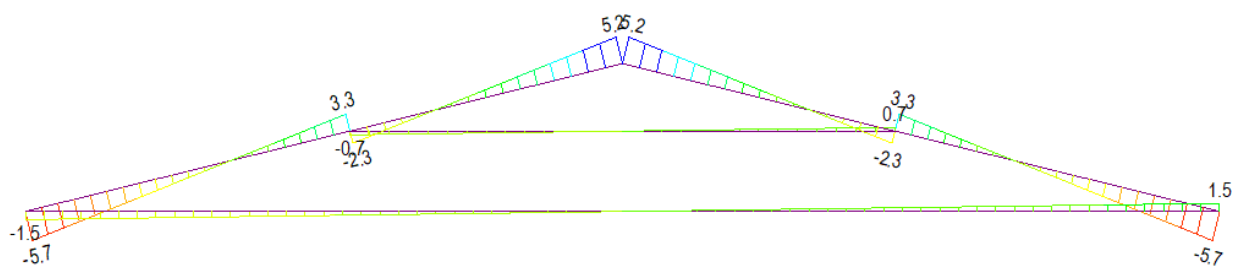


Figura 15 - Diagramma sforzo di taglio

Si riporta a seguire la verifica delle singole sezioni.

23.4.1) VERIFICA PUNTONE 16X20

Tipo materiale: GL24c		Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).	
Materiale legno in controllo qualità			
Sezione	b = 160 mm h = 200 mm	Moduli di elasticità	
Lunghezze di libera inflessione		mod. elast. parall. medio	$E_{0,mean} = 11000$ MPa
$l_{02} = 5.00$ m		mod. elast. parall. caratt.	$E_{0,05} = 9100$ MPa
(lunghezza di libera inflessione nel piano forte 1-3)		mod. elast. ortog. medio	$E_{90,mean} = 300$ MPa
$l_{03} = 1.00$ m		modulo di taglio medio	$G_{mean} = 650$ MPa
(lunghezza di libera inflessione nel piano debole 1-2)		Valori caratteristici di resistenza	
Azioni interne di progetto (ricavate dal modello strutturale)		flessione	$f_{m,k} = 24.00$ MPa
Combinazione di carico: ...		traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k} = 17.00$ MPa
$F_{app} = 167.80$ kN		traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k} = 0.50$ MPa
$N_{compressione} = 167.80$ kN		compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,k} = 21.50$ MPa
$M_{22} = 4.00$ kNm		compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k} = 2.50$ MPa
$M_{33} = 0.00$ kNm		taglio	$f_{v,k} = 3.50$ MPa
$V_3 = 5.70$ kN		Valori di calcolo di resistenza	
$V_2 = 0.00$ kN		flessione	$f_{m,d} = 16.00$ MPa
Altri parametri		traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,d} = 11.33$ MPa
Classe di servizio: 2		traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,d} = 0.33$ MPa
Carico accidentale Neve (<1000 m)		compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,d} = 14.33$ MPa
$\gamma_M = 1.35$	$k_{mod} = 0.90$	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,d} = 1.67$ MPa
$k_{H,tes} = 1.10$		taglio	$f_{v,d} = 2.33$ MPa
$k_{cr} = 0.71$	eq. [7.17]	Resistenza al fuoco R30	
tipo app: intermedio	$l_{app} = 0$ mm	$g_1 = 1.00$ kN/m ²	$k_{g1} = 0.14$
appoggio: discont.	$b_{app} = 200$ mm	$g_2 = 1.00$ kN/m ²	$k_{g2} = 0.14$
dist. bordo a: 0 mm		$q = 3.00$ kN/m ²	$k_q = 0.00$
Valori statici		$\psi_{2l} = 0.00$	$k_t = 0.27$
$b_{ef} = 114.2857143$ mm		Tensioni di progetto	
$A = bh = 32000$ mm ²		$\sigma_{c,0,d} = N_{compressione} / A =$	5.24 Mpa
$J_{22} = bh^3/12 = 106666667$ mm ⁴		$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	3.75 Mpa
$J_{33} = hb^3/12 = 68266667$ mm ⁴		$\sigma_{m,3,d} = M_{33} / W_{33} =$	0.00 Mpa
$W_{22} = bh^2/6 = 1066667$ mm ³		$\tau_d = 1.5 (V_2^2 + V_3^2)^{0.5} / h b_{ef} =$	0.37 Mpa
$W_{33} = hb^2/6 = 853333$ mm ³		$\sigma_{c,90,d} = F_{app} / (b l_{app}) =$	/ Mpa
Verifica di resistenza a pressoflessione		$\eta = 0.35$	≤ 1
$\eta = (\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,2,d} + 0.7 \sigma_{m,3,d}) / f_{m,d} \leq 1$		$\eta = 0.28$	≤ 1
Verifica di stabilità a pressoflessione - pilastro			
$\eta (1) =$ eq. [7.31(1)]		-	-
$\eta (2) =$ eq. [7.31(2)]		-	-
$\eta (3) =$ eq. [7.31(3)]		-	-
$\eta (4) =$ eq. [7.31(4)]		-	-
Verifica di stabilità a pressoflessione - trave			
$\eta (1) =$ eq. [7.32(1)]		$\eta = 0.79$	≤ 1
$\eta (2) =$ eq. [7.32(2)]		$\eta = 0.42$	≤ 1
Verifica di resistenza a taglio			
$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$		$\eta = 0.16$	≤ 1
Verifica a compressione all'appoggio			
$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$		/	/
Verifiche al fuoco		Verifiche soddisfatte per R30	

Parametri utilizzati nelle verifiche di stabilità a pressoflessione - pilastro**Calcolo del coefficiente di tensione critica $k_{0,2}$ (piano forte 1-3)**

$k_{c,2} = 1 / [k_2 + (k_2^2 - \lambda_{rel,2}^2)^{0.5}] =$	0.50	secondo eq. [4.4.15] di NTC 17/01/2018
$k_2 = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,2} - 0,3) + \lambda_{rel,2}^2) =$	1.45	parametro di calcolo intermedio
$\lambda_{rel,2} = (f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,2})^{0.5} =$	1.34	snellezza relativa della sezione nel piano 1-3
$\sigma_{c,crit,2} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_2^2 =$	12.00 Mpa	tensione critica euleriana nel piano 1-3
$\beta_c =$	0.10	coefficiente
$f_{c,0,k} =$	21.50 Mpa	resistenza caratteristica a compr. parallela alle fibre
$E_{0,05} =$	9100 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$\lambda_2 = l_{02} / i_2 =$	86.51	snellezza della sezione nel piano 1-3
$l_{02} =$	5.00 m	lunghezza di libera inflessione nel piano 1-3
$i_2 = 0,289 h =$	0.06 m	raggio giratore della sezione nel piano 1-3


Calcolo del coefficiente di tensione critica $k_{0,3}$ (piano debole 1-2)

$k_{c,3} = 1 / [k_3 + (k_3^2 - \lambda_{rel,3}^2)^{0.5}] =$	1.00	secondo eq. [4.4.15] di NTC 17/01/2018
$k_3 = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,3} - 0,3) + \lambda_{rel,3}^2) =$	0.56	parametro di calcolo intermedio
$\lambda_{rel,3} = (f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit,3})^{0.5} =$	0.33	snellezza relativa della sezione nel piano 1-2
$\sigma_{c,crit,3} = \pi^2 E_{0,05} / \lambda_3^2 =$	192.03 Mpa	tensione critica euleriana nel piano 1-2
$\beta_c =$	0.10	coefficiente
$f_{c,0,k} =$	21.50 Mpa	resistenza caratteristica a compr. parallela alle fibre
$E_{0,05} =$	9100 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$\lambda_3 = l_{03} / i_3 =$	21.63	snellezza della sezione nel piano 1-2
$l_{03} =$	1.00 m	lunghezza di libera inflessione nel piano 1-2
$i_3 = 0,289 b =$	0.05 m	raggio giratore della sezione nel piano 1-2

Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{crit} = (\text{formule in funzione di } \lambda_{rel,m}) =$	1.00	secondo eq. [4.4.12] di NTC 17/01/2018
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.17	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26.40 Mpa	resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0,78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	908.54 Mpa	tensione di flessione critica
$l_{3,eff} =$	1.00 m	lunghezza efficace nel piano 1-2
$E_{0,05} =$	9100 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$l_{app-calcolo} =$	0 mm	determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

23.4.1) VERIFICA CATENA BASSA 2X10X24

Tipo materiale:		GL24c	Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).	
Materiale legno in		controllo qualità		
Sezione	b =	200	mm	Moduli di elasticità
	h =	240	mm	
Lunghezze di libera inflessione				mod. elast. parall. medio $E_{0,mean} = 11000$ MPa
$l_{02} =$	5.00	m		
(lunghezza di libera inflessione nel piano forte 1-3)				mod. elast. parall. caratt. $E_{0,05} = 9100$ MPa
$l_{03} =$	1.00	m		mod. elast. ortog. medio $E_{90,mean} = 300$ MPa
(lunghezza di libera inflessione nel piano debole 1-2)				modulo di taglio medio $G_{mean} = 650$ MPa
Azioni interne di progetto (ricavate dal modello strutturale)				Valori caratteristici di resistenza
Combinazione di carico: ...				flessione $f_{m,k} = 24.00$ MPa
$F_{app} =$	1.50	kN		traz. parallela alle fibre $f_{t,0,k} = 17.00$ MPa
$N_{trazione} =$	161.60	kN		traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,k} = 0.50$ MPa
$M_{22} =$	3.20	kNm		compr. parallela alle fibre $f_{c,0,k} = 21.50$ MPa
$M_{33} =$	0.00	kNm		compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,k} = 2.50$ MPa
$V_3 =$	1.50	kN		taglio $f_{v,k} = 3.50$ MPa
$V_2 =$	0.00	kN		Valori di calcolo di resistenza
Altri parametri				flessione $f_{m,d} = 16.00$ MPa
Classe di servizio:		2		traz. parallela alle fibre $f_{t,0,d} = 11.33$ MPa
Carico accidentale		Neve (<1000 m)		traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,d} = 0.33$ MPa
$\gamma_M =$	1.35	$k_{mod} =$	0.90	compr. parallela alle fibre $f_{c,0,d} = 14.33$ MPa
$k_{h,traz} =$	1.10	$k_{h,fles} =$	1.10	compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,d} = 1.67$ MPa
$k_{cr} =$	0.71	eq. [7.17]		taglio $f_{v,d} = 2.33$ MPa
tipo app:	intermedio	$l_{app} =$	0 mm	Resistenza al fuoco
appoggio:	discont.	$b_{app} =$	200 mm	R30
		dist. bordo a:	0 mm	$g_1 =$
				1.00 kN/m ²
				$g_2 =$
				1.00 kN/m ²
				$q =$
				3.00 kN/m ²
				$\psi_{21} =$
				0.00
				$k_{g1} =$
				0.14
				$k_{g2} =$
				0.14
				$k_q =$
				0.00
				$k_t =$
				0.27

Valori statici

$b_{ef} =$	142.8571429 mm
$A = bh =$	48000 mm ²
$J_{22} = bh^3/12 =$	230400000 mm ⁴
$J_{33} = hb^3/12 =$	160000000 mm ⁴
$W_{22} = bh^2/6 =$	1920000 mm ³
$W_{33} = hb^2/6 =$	1600000 mm ³

Tensioni di progetto

$\sigma_{t,0,d} = N_{trazione} / A =$	3.37 MPa
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} =$	1.67 MPa
$\sigma_{m,3,d} = M_{33} / W_{33} =$	0.00 MPa
$\tau_d = 1,5 (V_2^2 + V_3^2)^{0,5} / h b_{ef} =$	0.07 MPa
$\sigma_{c,90,d} = F_{app} / (b l_{app}) =$	/ MPa

Verifica di resistenza a tensoflessione

$$\eta = \sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + (\sigma_{m,2,d} + 0,7 \sigma_{m,3,d}) / f_{m,d} \leq 1$$

$$\eta = 0.18 \leq 1$$

$$\eta = \sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + (0,7 \sigma_{m,2,d} + \sigma_{m,3,d}) / f_{m,d} \leq 1$$

$$\eta = 0.14 \leq 1$$

Verifica di stabilità a tensoflessione

$$\eta(1) = \text{eq. [7.27(1)]}$$

$$\eta = 0.37 \leq 1$$

$$\eta(2) = \text{eq. [7.27(2)]}$$

$$\eta = 0.34 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1$$

$$\eta = 0.03 \leq 1$$

Verifica a compressione all'appoggio

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$$

$$/ /$$

Verifiche al fuoco

Verifiche soddisfatte per R30

Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{crit} =$ (formule in funzione di $\lambda_{rel,m}$) =	1.00		secondo eq. [4.4.12] di NTC 17/01/2018
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.15		snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	26.30	Mpa	resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0.78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	1183.00	Mpa	tensione di flessione critica
$l_{3,eff} =$	1.00	m	lunghezza efficace nel piano 1-2
$E_{0,05} =$	9100	Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$l_{app-calcolo} =$		0 mm	determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00		parametro

23.4.1) VERIFICA CATENA ALTA 2X10X24

Tipo materiale: GL24c		Proprietà del legno secondo la normativa europea UNI EN 14080 (lamellare), EN338 (massiccio), UNI EN 300 (OSB).	
Materiale legno in controllo qualità			
Sezione	b = 200 mm h = 240 mm	Moduli di elasticità	
Lunghezze di libera inflessione		mod. elast. parall. medio	$E_{0,mean} = 11000$ MPa
$l_{02} = 3.80$ m		mod. elast. parall. caratt.	$E_{0,05} = 9100$ MPa
(lunghezza di libera inflessione nel piano forte 1-3)		mod. elast. ortog. medio	$E_{90,mean} = 300$ MPa
$l_{03} = 1.00$ m		modulo di taglio medio	$G_{mean} = 650$ MPa
(lunghezza di libera inflessione nel piano debole 1-2)		Valori caratteristici di resistenza	
Azioni interne di progetto (ricavate dal modello strutturale)		flessione	$f_{m,k} = 24.00$ MPa
Combinazione di carico: ...		traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k} = 17.00$ MPa
$F_{app} = 0.70$ kN		traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k} = 0.50$ MPa
$N_{trazione} = 26.40$ kN		compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,k} = 21.50$ MPa
$M_{22} = 0.70$ kNm		compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k} = 2.50$ MPa
$M_{33} = 0.00$ kNm		taglio	$f_{v,k} = 3.50$ MPa
$V_3 = 0.70$ kN		Valori di calcolo di resistenza	
$V_2 = 0.00$ kN		flessione	$f_{m,d} = 16.00$ MPa
Altri parametri		traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,d} = 11.33$ MPa
Classe di servizio: 2		traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,d} = 0.33$ MPa
Carico accidentale: Neve (<1000 m)		compr. parallela alle fibre	$f_{c,0,d} = 14.33$ MPa
$\gamma_M = 1.35$	$k_{mod} = 0.90$	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,d} = 1.67$ MPa
$k_{h,traz} = 1.10$	$k_{h,fles} = 1.10$	taglio	$f_{v,d} = 2.33$ MPa
$k_{cr} = 0.71$	eq. [7.17]	Resistenza al fuoco R30	
tipo app: intermedio	$l_{app} = 0$ mm	$g_1 = 1.00$ kN/m ²	$k_{g1} = 0.14$
appoggio: discont.	$b_{app} = 200$ mm	$g_2 = 1.00$ kN/m ²	$k_{g2} = 0.14$
	dist. bordo a: 0 mm	$q = 3.00$ kN/m ²	$k_q = 0.00$
		$\psi_{21} = 0.00$	$k_t = 0.27$

Valori statici

$b_{ef} = 142.8571429$ mm	
$A = bh = 48000$ mm ²	
$J_{22} = bh^3/12 = 230400000$ mm ⁴	
$J_{33} = hb^3/12 = 160000000$ mm ⁴	
$W_{22} = bh^2/6 = 1920000$ mm ³	
$W_{33} = hb^2/6 = 1600000$ mm ³	

Tensioni di progetto

$\sigma_{t,0,d} = N_{trazione} / A = 0.55$ Mpa	
$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} = 0.36$ Mpa	
$\sigma_{m,3,d} = M_{33} / W_{33} = 0.00$ Mpa	
$\tau_d = 1,5 (V_2^2 + V_3^2)^{0,5} / h b_{ef} = 0.03$ Mpa	
$\sigma_{c,90,d} = F_{app} / (b l_{app}) =$ / Mpa	

Verifica di resistenza a tensoflessione

$$\eta = \sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + (\sigma_{m,2,d} + 0,7 \sigma_{m,3,d}) / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.03 \leq 1$$

$$\eta = \sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + (0,7 \sigma_{m,2,d} + \sigma_{m,3,d}) / f_{m,d} \leq 1 \quad \eta = 0.02 \leq 1$$

Verifica di stabilità a tensoflessione

$$\eta (1) = \text{eq. [7.27(1)]} \quad \eta = 0.07 \leq 1$$

$$\eta (2) = \text{eq. [7.27(2)]} \quad \eta = 0.06 \leq 1$$

Verifica di resistenza a taglio

$$\eta = \tau_d / f_{v,d} \leq 1 \quad \eta = 0.01 \leq 1$$

Verifica a compressione all'appoggio

$$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1 \quad / \quad /$$

Verifiche al fuoco

Verifiche soddisfatte per R30

Calcolo del coefficiente di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{crit} =$ (formule in funzione di $\lambda_{rel,m}$) =	1.00	secondo eq. [4.4.12] di NTC 17/01/2018
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} =$	0.15	snellezza a flessione
$f_{m,k} =$	28.30 Mpa	resistenza caratteristica a flessione
$\sigma_{m,crit} = 0.78 b^2 / (l_{3,eff} h) E_{0,05} =$	1183.00 Mpa	tensione di flessione critica
$l_{3,eff} =$	1.00 m	lunghezza efficace nel piano 1-2
$E_{0,05} =$	9100 Mpa	modulo elastico parallelo caratteristico
$l_{app-calcolo} =$	0 mm	determinato secondo eq. [7.10]
$k_{c,90} =$	1.00	parametro

24) Dichiarazione di rispetto delle verifiche a stato limite

Tutte le verifiche a stato limite ultimo (SLU) e a stato limite di salvaguardia della vita (SLV) hanno dato esito positivo e risultano soddisfatti i requisiti di cui al par. 7.3.6.

Analogamente sono state condotte le verifiche a stato limite di esercizio sia in condizioni statiche (SLE) che in condizioni sismiche (SLD) e tutte hanno dato esito positivo e risultano soddisfatti i requisiti di cui al par. 7.3.6.

25) Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

25.1) Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi lineare dinamica con spettro di risposta secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

25.2) Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

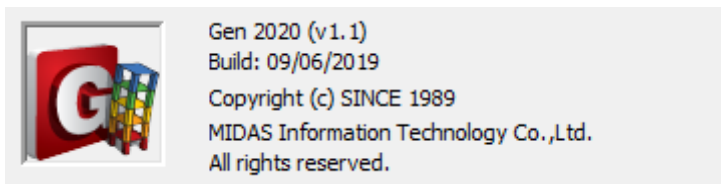
Titolo MIDAS GEN - per edifici e strutture generiche, il prodotto leader in zona sismica

Versione GEN 2020 (v1.1)

Produttore MIDAS – TowerB, 17 Pangyo-ro 228beon-gil, Bundang-gu - 463-400; KOREA

Utente SIA Professionisti Associati

Licenza U001-21306



25.3) Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice MIDAS ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

25.4) Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

25.5) Presentazione del software

MIDAS Gen FX è il software general purpose di MIDAS, che risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale dalle più complesse alle più semplici in zona sismica e non (edifici multipiano, edifici industriali, torri, tralicci, silos, ogni tipologia di fondazione, completa interazione terreno struttura, ponti, infrastrutture stradali, strutture in muratura) con qualsiasi materiale. La libreria di elementi finiti è molto vasta e comprende beam a sezione variabile, truss resistenti a sola trazione e/o sola compressione, elementi Wall per pareti antisismiche, plate, solid, plane stress, plane strain, piastre irrigidite ortotrope, etc.

MIDAS / Gen offre vari sistemi di menu e finestre per perseguire l'ottimizzazione dello spazio. Inoltre, fornisce finestre supplementari come Tree Menu e menu Task, e una barra degli strumenti che può essere personalizzato dall'utente

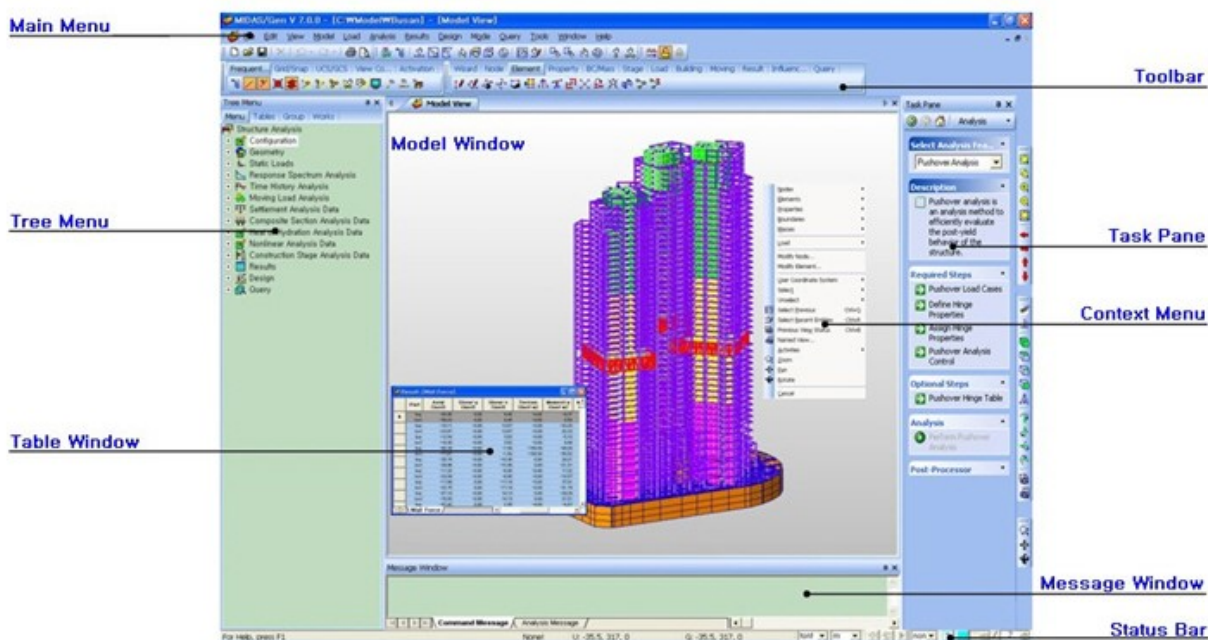


Figura 16 – Schermata iniziale del software MIDA GEN

Main Menu >>> Questa è la finestra di lavoro in cui vengono eseguiti modellazione e di post-elaborazione utilizzando le varie funzioni GUI di MIDAS / Gen. Quando il programma viene eseguito, la pagina iniziale di link al sito MIDAS (www.MidasUser.com), dove si posso trovare tutte le informazioni utili sul software.

Main Menu >>> Il Main Menu ospita tutti i comandi ei tasti di scelta rapida che sono necessari per il funzionamento di MIDAS / Gen.

Tree Menu >>> Una serie di processi di lavoro, dalla modellazione alla analisi, la progettazione e la generazione di fogli di calcolo, è presente in modo sistematico. La Struttura del menu guida la procedura di richiesta e richiama la relativa

casella di dialogo in modo che anche un principiante, ma anche in qualità di esperto, in modo efficiente eseguire il lavoro senza un errore.

Toolbar >>> MIDAS / Gen offre un menu delle icone simbolo di ogni funzione, che consente un facile accesso ai menu di uso frequente. Inoltre, altri tipi di menu icone sono raggruppate in schede (barra degli strumenti a schede). Questo permette all'utente di identificare correttamente il menu delle icone con facilità.

Task Pane >>> Simili tipi di menu a icone sono raggruppate in schede (barra degli strumenti a schede). Questo permette all'utente di identificare correttamente il menu delle icone con facilità. Il riquadro attività visualizza la procedura di lavoro per funzioni avanzate di analisi e descrizione di oggetti in ingresso, in modo da consentire all'utente di lavorare con facilità.

Context Menu >>> È sufficiente fare clic con il mouse sulla finestra del modello o Works Albero per richiamare il menu di scelta rapida, come ad esempio le funzioni ed a funzioni di uso frequente, a seconda della situazione di lavoro, enti selezionati e la posizione click.

Table Window >>> Il Table Window genera dati di input diversi e risultati di analisi in una tabella in formato foglio di calcolo, che è simile a MS-Excel.

Nella Table Window, è possibile modificare, aggiungere, cercare e ordinare i dati. Inoltre, grafico che traccia è possibile entro MIDAS / Gen e la tabella è compatibile con i programmi di calcolo più commerciali, tra cui MS-Excel.

Message Window >>> Vari messaggi di informazione e di allarme o di errore, che sono utili per la modellazione e l'analisi, vengono visualizzati.

Status Bar >>> Nella barra di stato, controllare le coordinate come per ogni sistema di coordinate, sistema di unità, selezionare l'opzione di filtro, a scatto l'elemento di controllo posizione e così via, che consentirà di aumentare l'efficienza del lavoro

25.5.1) Ogni tipo di carico, carichi mobili, linee e superficie di influenza

Ampia casistica di carichi tipici di travi e piastre, infinite condizioni di carico, gestione automatica delle combinazioni di carico, conversione automatica di carichi in masse tramite il coefficiente Psi, traduzione automatica di masse in carichi per analisi push-over.

25.5.2) Analisi rispondenti ad Eurocodici e Normativa Italiana

Ogni tipo di analisi prevista dalle **NTC2018** analisi sismica statica equivalente; analisi dinamica lineare (spettro di risposta); analisi dinamica nonlineare per smorzatori e dissipatori; analisi dinamica completamente nonlineare con

integrazione al passo (considerando isteresi dei materiali). Molteplici opzioni per analisi dinamiche non lineari con cerniere plastiche concentrate, distribuite e modelli a fibre, applicazione di qualsiasi spettro sismico di progetto definito dall'utente, applicazione di molteplici accelerogrammi diversi e in diversi punti della struttura, diverse normative internazionali implementate, molteplici tipologie di isolatori e smorzatori sismici lineari e non lineari.

25.5.3) Verifica di strutture esistenti in muratura, calcestruzzo, acciaio e legno

Gen FX offre la possibilità di analizzare agevolmente strutture esistenti realizzate in materiali variegati e disomogenei, con qualsiasi intervento di retrofitting. Ogni materiale viene modellato numericamente con gli algoritmi migliori attualmente disponibili a livello mondiale. Murature a conci disomogenei: modello di materiale "Strumas", del Prof. Pande, collaboratore di Zienkiewicz all'università di Swansea (UK). Presente in MIDAS/Gen sia in versione lineare che nonlineare, permette di considerare i blocchi di muratura ed i corsi di malta, così come ottenuti da un rilievo in situ, come richiesto da **NTC2018** in tema di edifici esistenti in muratura. Usato per modellare muri con elementi finiti di tipo solido (brick), viene usato in accoppiamento a qualsiasi altro elemento finito per simulare l'ulteriore presenza di travi, tiranti, solai, interventi di rinforzo in CA, etc. La versione lineare, col pregio di avere una solida convergenza, individua i campi di frattura e fessurazione. La versione non lineare permette di eseguire delle vere e proprie analisi di pushover di strutture murarie non assimilabili a telai (ovvero la maggior parte dei casi). Nella modellazione a telaio equivalente per **analisi non lineari statiche di Pushover** sono presenti svariate tipologie di cerniere plastiche con comportamento di materiali per simulare acciaio, CA (con metodi FEMA, Eurocodice 8, OPCM 3274 e NTC2018) e muratura (con metodo SAM, descritto dal Prof. Magenes). Come unica ed originale opzione, Gen prevede di valutare alternativamente alle cerniere plastiche la schematizzazione di travi e pilastri a fibre con formulazione "force based" secondo la teoria di Spacone e Filippou (Berkeley), assolutamente performante (in termini di convergenza e rapidità) rispetto alle comuni analisi a fibre nel tradizionale metodo degli spostamenti.

25.5.4) Analisi della Costruzione per Fasi

Gestione completa e semplice di tutte le tipologie strutturali, trattazione completa delle fasi costruttive con possibilità di attivare o disattivare in qualsiasi fase elementi finiti, boundaries, carichi, parametri reologici dei materiali; il tutto senza creare file multipli o analisi di restart.

25.5.5) Precompressione gestita in modo completo

Gestione completa della precompressione, anche in 3D, quindi con possibilità inserire cavi di precompressione in un qualsiasi modello strutturale, tramite l'inserimento di tracciati di cavi pretesi o post-tesi. Vasta gamma di sezioni parametriche, sezioni composte, sezioni in acciaio, ecc... con visualizzazione dello stato pensionale in output. Possibilità di **importare ed esportare il modello 3D in file dxf**, integrazione con Autodesk © Revit Structure e Tekla.

25.5.6) Interazione terreno-struttura

Analisi terreno-struttura con molle generalizzate, lineari e non-lineari, elastoplastiche con hardening, cedimenti differenziati del terreno applicabili non contemporaneamente nello stesso modello.

25.6) Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

25.7) Validazione dei codici

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del DM 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore MIDAS e il distributore Harpaceas s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e verifica del software MIDAS GEN. Si fa presente che sul sito www.MidasUser.com e sul sito www.harpaceas.it/ sono disponibili sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti formati da centinaia di pagine si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MIDAS/GEN è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e nonlineare, con estensione per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

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

Grande attenzione è stata posta sugli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati trattati dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità.

Di seguito viene proposto l'indice degli esempi di validazione trattati.

Introduction

Gen Verification Examples contain the verified results of various program functions.

Each example entails a general verification process which confirms the validity of the structural analysis results. These results are compared with theoretical results and the results based on recognized technical reports. Each example is also compared with other similar programs results in this manual.

This manual consists of Title, Description, Model, Results and Comparison of Results of each example with brief explanations.

The references list publications at the end of each example and include lists of other analysis programs used to verify the examples.

Other programs used are as follows:

ADINA

ADINA R&D Inc.

ANSYS

ANSYS Inc.

ETABS

Computers and Structures, Inc.

MSC/NASTRAN

MSC. Software Co. Ltd.

NISA II

Engineering Mechanics Research Corporation

SAP2000

Computers and Structures, Inc.

STAAD/PRO

Research Engineers, Inc.

Relatively small magnitude of structural programs are illustrated in this manual in order to example specific capabilities of the program.

Verification Examples

Static Analysis

Static-1	Statically indeterminate structural analysis for reaction forces
Static-2	Continuous beam with fixed ends and an intermediate hinge support
Static-3	Overhanging beam analysis
Static-4	Circular ring structure
Static-5	Symmetric frame structure subjected to rotational forces
Static-6	Plane frame with beam span loads
Static-7	Beam with elastic supports and an internal hinge
Static-8	Cantilever beam with a rotational spring at the support
Static-9	Beam on elastic foundation
Static-10	Tapered cantilever beam subjected to a concentrated load at a free end
Static-11	2-D plane truss
Static-12	Cantilever beam with an in plane vertical load at a free end
Static-13	Cantilever plate subjected to a uniform pressure load
Static-14	Tapered cantilever beam subjected to a vertical load at a free end
Static-15	Closed section beam under a torsional moment
Static-16	Cantilever beam subjected to various static loads
Static-17	Curved cantilever beam subjected to forces at a free end
Static-18	Stress concentration around a hole in a square plate
Static-19	Simply supported square plate under a uniform pressure load
Static-20	Clamped square plate with a central concentrated load
Static-21	Twisting effect of a simply supported square plate
Static-22	Simply supported cylindrical shell
Static-23	Thin cylindrical shell under two point loads
Static-24	Hemispherical shell under concentrated loads
Static-25	Thick cylinder subjected to an internal pressure load
Static-26	2-D plane structure with an inclined support
Static-27	Plane truss subjected to various static loads
Static-28	Prestressed beam subjected to the uniformly distributed load
Static-29	Plane curved bar subjected to an out-of-plane load
Static-30	Solid cantilever beam subjected to shear force and bending moment
Static-31	Elliptic membrane under uniformly distributed load
Static-32	Tapered plate (beam) under static load
Static-33	Twisted beam under tip shear loads
Static-34	Pinched thin-walled cylinder
Static-35	Bending of a curved thick beam of a rectangular cross section
Static-36	Cantilever bar of z-cross section torsion
Static-37	Twisted solid cantilever beam subjected to in-plane and out-of-plane shear forces
Static-38	Curved solid beam loaded in its plane
Static-39	Long thick-walled cylinder subjected to internal pressure load
Static-40	A thin cylinder subjected to a uniform axial loading
Static-41	A circular slab subjected to a pressure load
Static-42	A bi-articulated slim arch
Static-43	Stretching of an orthotropic solid
Static-44	Circular plate under edge pressure and point load
Static-45	Circular clamped plate under normal pressure
Static-46	Simply supported composite beam
Static-47	Built in beam thermal stress

Material Nonlinear Analysis

MNL-1	3-D, 2-story steel frame pushover analysis
MNL-2	Plane strain plasticity
MNL-3	Plane stress plasticity
MNL-4	Solid plasticity

Geometric Nonlinear Analysis

GNL-1	Geometric nonlinear analysis of a high arch structure
GNL-2	Stress analysis of a cable net structure
GNL-3	Buckling/post-buckling analysis of a truss structure (snap through)
GNL-4	Geometrical nonlinear analysis of a cantilever beam subjected to an end force
GNL-5	Snap-through
GNL-6	Snap-back
GNL-7	Static large displacement analysis of a tower cable
GNL-8	Static large displacement analysis of a cable supporting hanging loads
GNL-9	Static large displacement analysis of a curved cantilever beam under free end load
GNL-10	Geometrical nonlinear analysis of a cantilever beam subjected to an end moment

P-Delta Analysis

PDelta-1	P-Delta effect analysis of the beam
PDelta-2	P-Delta effect analysis for three planar columns
PDelta-3	P-Delta effect analysis of a portal frame

Thermal Stress Analysis

TS-1	Analysis of a structure due to temperature change
TS-2	Structure under a temperature gradient force

Eigenvalue Analysis

Eigen-1	Eigenvalue analysis of a two DOF system
Eigen-2	Simple beam with a lumped mass supported on two springs
Eigen-3	Eigenvalue analysis of a shaft with three disks
Eigen-4	Eigenvalue analysis of a simply supported shaft
Eigen-5	Eigenvalue analysis of a cantilever
Eigen-6	Eigenvalue analysis of a cantilever plate
Eigen-7	Behavior of a cantilever under concentrated loads at the free end
Eigen-8	3-D single story frame structure
Eigen-9	Eigenvalue and static analysis of a 5-level pyramid building under a lateral loads
Eigen-10	Eigenvalue analysis of a skewed cantilever plate
Eigen-11	Eigenvalue analysis of a thin simply supported rectangular plate
Eigen-12	Fundamental frequency of a simply supported beam
Eigen-13	Eigenvalue analysis of cantilever cylindrical vault
Eigen-14	Eigenvalue analysis of a simply supported solid square plate
Eigen-15	Eigenvalue analysis of simply supported thin annular plate
Eigen-16	Free vibration analysis of a cable net structure
Eigen-17	Eigenvalue analysis of a slim circular ring fixed by 2 points

Response Spectrum Analysis

RS-1	Dynamic response spectrum analysis of a 2-D, 3-story plane frame
RS-2	2-D 7-story frame building under static and dynamic loads
RS-3	3-D, 2-story unsymmetric structure
RS-4	3-D, 2-story frame structure
RS-5	25-story linked triple tower building

Linear Time History Analysis

TH-1	Transient response to a step excitation
TH-2	Simply supported beam subjected to dynamic loads
TH-3	Simply supported beam subjected to a traveling dynamic load
TH-4	Dynamic modal response for 2-D rigid frame
TH-5	Tower structure under a harmonic exciting force

Boundary Nonlinear Analysis

BNL-1	Nonlinear analysis for a structure partially consisted of tension only elements
BNL-2	Analysis of a structure with nonlinear elements
BNL-3	Boundary nonlinear time history analysis

Buckling Analysis

Buckling-1	Buckling analysis of column
Buckling-2	3-Member Frame

Heat of Hydration Analysis

Hydration-1	Heat of hydration analysis of a quarter of a rectangular model
-------------	--

Time Dependent Material Analysis

TDM-1	Tendon prestressing loss by friction, slip and relaxation
TDM 2	Creep & shrinkage analysis of a beam

Moving Load Analysis

ML-1	Continuous 2-span bridge subjected to a moving load
ML-2	Rahmen(plate-frame) bridge subjected to a moving load

Load Factor Optimization Analysis

LFO-1	Tensile forces of cable members in a cable stayed bridge
LFO-2	Long span beam with leveling forces

Di seguito, a titolo esemplificativo, viene proposto un esempio di validazione.

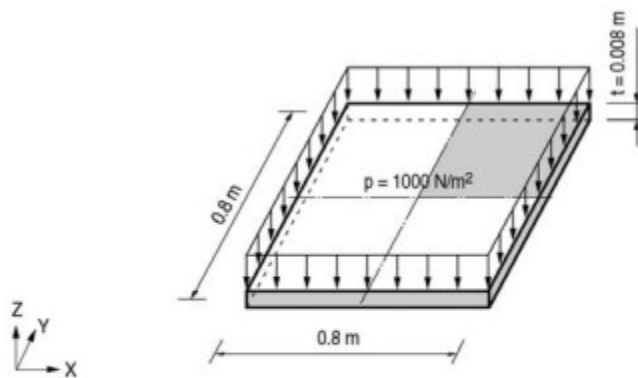
Static-19

Title

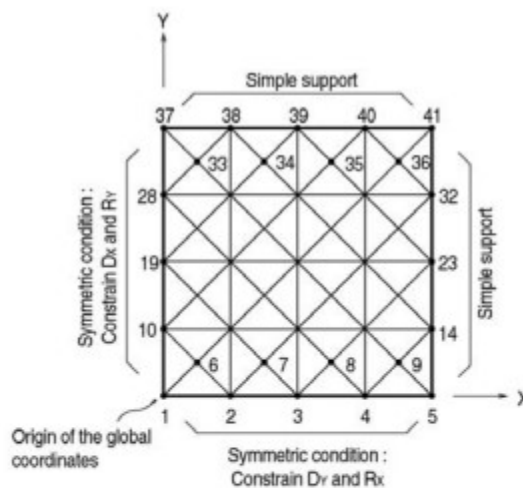
Simply supported square plate under a uniform pressure load

Description

Calculate the vertical displacements of a square plate under a uniform pressure load.
Only a quarter model may be analyzed due to symmetry.



(a) Simply supported along four edges



(b) Quarter model

Structural geometry and analysis model

Model

Analysis Type

3-D static analysis

Unit System

m, N

Dimension

Length 0.4 m Width 0.4 m

Element

Plate element (Thick type)

Material

Modulus of elasticity $E = 2.1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$

Poisson's ratio $\nu = 0.3$

Element Property

Triangular base \times Height = 0.1×0.05

Thickness $t = 0.008 \text{ m}$

Boundary Condition

Nodes 1 ~ 5 ; Constrain Dy and Rx . (Symmetric about X-axis)

Nodes 1, 10, 19, 26 and 37 ; Constrain Dx and Ry. (Symmetric about Y-axis)

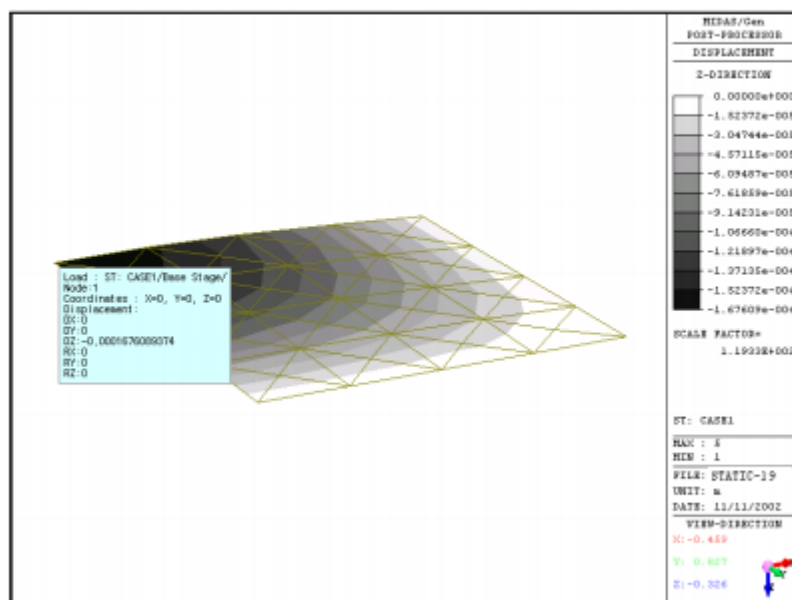
Nodes 37 ~ 41 ; Constrain Dz and Ry. (Simple supports)

Nodes 5, 14, 23, 32 and 41 ; Constrain Dz and Rx. (Simple supports)

Load Case

A pressure load, 1000 N/m^2 is applied in the -Z direction.

Results



Z-displacements of the structure (Node 1)

Comparison of Results

Node I	Theoretical	ADINA	Unit : m
			MIDAS/Gen
Z-displacement (δ_z)	1.689×10^{-4}	1.675×10^{-4}	1.676×10^{-4}

References

Timoshenko, S. P., and Woinowsky-Krieger, S., *"Theory of Plates and Shells"*, 2nd Edition, McGraw-Hill, 1959.

"ADINA, Verification Manual - Linear Problems", Version 6.1, ADINA R&D, Inc, 1992, Example A. 27.

25.8) Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

In aggiunta a quanto esposto nei paragrafi precedenti sono stati accertati che i risultati delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati alla struttura. Inoltre, attraverso l'utilizzo delle formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni su schemi piani, sono stati effettuati controlli su combinazione elementari, per verificarne la loro validità. Lo stesso discorso è valido per le deformazioni.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili. Dunque, il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinati risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confrontati anche con la propria esperienza personale.