

Dott. Ing. Michele Ciaccia_____

Studio tecnico via Fondobanchetto 43, 44121 Ferrara

Comune di Argenta

Provincia di Ferrara

Oggetto: Nuova costruzione in ampliamento di attività commerciale per piscina, locali bar e spogliatoi, locali tecnici, campi da padel da realizzarsi nel comune di Argenta (FE) via della Bonetta 8, a nome della Sapienza srl.

RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

Il tecnico

Dott. Ing. Michele Ciaccia



Aggiornamento dicembre 2025

Codice fiscale CCCMHL76M30D548G

Partita iva 01613020385

Indice

1. Dati generali dell'opera	3
1. Normativa di riferimento	4
2. Ubicazione del sito	5
3. Descrizione sintetica dello schema strutturale dei fabbricati da realizzare	6
3.1. Parametri del progetto	8
4. Analisi dei carichi	9
4.1. Azioni della neve (par. 3.4 D.M. 17/01/2018)	10
4.2. Azione sismica (Par. 3.2 NTC '18)	11
- Spettro di risposta elastico	14
5. Combinazione dei carichi (Par. 2.5.3. NTC'18)	16
5.1. Combinazione fondamentale agli Stati Limite Ultimi (SLU)	16
5.2. Combinazione agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)	17
5.3. Combinazione sismica	17
6. Materiali	18
6.1. Calcestruzzo	18
6.2. Acciaio per calcestruzzo	21
6.3. Caratteristiche dell'acciaio da carpenteria metallica (par. 4.2.1, 7.4.1 e 11.3.4 NTC '08) ..	22
6.4. Legno degli elementi degli impalcati	24
7. Criteri di progettazione e verifica e combinazioni dei carichi	25
8. Categoria di sottosuolo	25
9. Predimensionamento delle Strutture Fabbricati bar e spogliatoi	26
9.1. Travi lignee di copertura 10x16 cm	26
9.2. Travi lignee di copertura 24x40 cm	35
9.3. Travi e pilastri in c.a.	43
9.4. Fondazioni	43
9.5. Giunti strutturali	44

10.	Predimensionamento delle Strutture spogliatoi Padel.....	44
11.	Predimensionamento delle Strutture Locale medico	45
12.	Predimensionamento delle Strutture Locale Pompe (IPRIPI A.3.2.b)	46
13.	Predimensionamento tettoie metalliche	47
14.	Predimensionamento strutture lignee bar	49
14.1.	VERIFICA TRAVETTI 8*8 interasse 56 cm	49
14.2.	VERIFICA TRAVI 10*16	52
15.	Predimensionamento pergolato in struttura metallica.....	55
16.	Predimensionamento strutture campi da Padel.....	57
16.1.	Parametri per la definizione delle azioni di progetto	58
16.2.	Descrizione del modello strutturale e conclusioni	59
17.	Predimensionamento strutture Tettoia 7 - c	61
18.	Predimensionamento PISCINA INTERRATA.....	69
18.1.	Geometria e schema strutturale.....	70
18.2.	Caratteristiche dei materiali	70
18.3.	Caratteristiche geotecniche e drenaggio	70
18.4.	Azioni agenti.....	71
	Spinta dell'acqua (condizione più gravosa)	71
	Spinta del terreno	71
18.5.	Verifica delle pareti in lamiera	72
18.6.	Verifica delle colonne metalliche	72
18.7.	Verifica dei contrafforti.....	72
18.8.	Collegamenti bullonati	72

1. Dati generali dell'opera

L'intervento consiste nell'ampliamento di attività commerciale mediante la realizzazione di:

- n. 4 campi da padel per cui è prevista la realizzazione di pavimentazione in cls controterra e la posa di pannellature in vetro e grigliati
- n. 1 piscina scoperta avente dimensione pari a 348 mq, interrata per una altezza di 135cm, realizzata su platea in ca con spessore pari a 25 cm ed elementi metallici perimetrali per il contenimento del terreno (sponde)
- 2 fabbricati a pianta quadrata 13.6*13.6m aventi un piano fuori terra da destinare a spogliatoi e bar con relativi servizi
- 1 fabbricato a pianta quadrata 8*8m interposto tra quelli sopradetti destinato a spogliatoi per il Padel
- 1 fabbricato a pianta rettangolare 3.9*12m da destinare a servizi igienici e spogliatoi aggiuntivi nonché al locale medico
- 1 fabbricato di pianta rettangolare 5*6 da destinare a locale esclusivamente tecnico per l'impiantistica della piscina.
- Fabbricati di minore entità e rilevanza quali tettoie, chiosco bar e pergolati e tombinamento lago artificiale

Committente

Soc. La Sapienza srl

Via strada statale 16 n. 4, 44019 VOGHIERA (FE)

Progettista architettonico e delle strutture

Ing. CIACCIA MICHELE

Via Fondobanchetto 43, 44121 FERRARA

Iscritto all'ordine/collegio professionale degli INGEGNERI della provincia di FERRARA al n° 1611 C.F. CCCMHL76M30D548G

1. Normativa di riferimento

- Legge 5 Novembre 1971, N. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica (con i chiarimenti forniti dalla circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974, N. 11951)
- legge 2 Febbraio 1974, N. 64 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Circolare LL.PP. 9 Novembre 1978, N. 18591: Istruzioni relative ai carichi, sovraccarichi e ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni.
- D.M. 26 Marzo 1980: Norme tecniche per l'esecuzione di opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare LL.PP. 30 giugno 1980, N. 20244: Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 26/03/1980
- D.M. 12 Febbraio 1982: Aggiornamento delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni per i carichi e sovraccarichi.
- Normativa C.N.R. UNI 10011/1983: Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, la costruzione e manutenzione.
- 27 Luglio 1985: Approvazione delle norme tecniche per l'esecuzione di opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare LL.PP. 31 Ottobre 1986 N. 27996, Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione di opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica di cui il D.M. 27 Luglio 1985
- D.M. 20 Gennaio 1986: Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 20 Novembre 1987: Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. LL.PP 16 Gennaio 1996: Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Ordinanza Presidenza del Consiglio N. 3274/2003: "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici".

- D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- UNI EN 1996:2006 – Eurocodice 6 "Progettazione delle strutture in muratura";
- UNI EN 1998:2005 – Eurocodice 8 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica";
- UNI EN 1995:2009 – Eurocodice 5 "Progettazione delle strutture in legno".

2. Ubicazione del sito

L'intervento consiste nell'ampliamento di attività commerciale mediante la realizzazione di una piscina, campi da padel e fabbricati da destinare a bar e locali spogliatoio e servizi vare, nei terreni adiacenti La Sapienza, in via della Bonetta 8 ad Argenta.



Figura 1: Ubicazione dei sito di intervento

Le coordinate gaussiane del sito in esame sono:

latitudine 44°.72759

longitudine 11°.70750

Secondo la classificazione sismica nazionale, mediante le coordinate gaussiane del sito in esame, vengono individuati per interpolazione i parametri sismici:

Stato limite	P_{vr}	T_r	A_g/g	F₀	T_c
SLO	81	30	0,0404	2,53	0,26
SLD	63	50	0,0526	2,46	0,27
SLV	10	475	0,1507	2,59	0,27
SLC	5	975	0,2023	2,54	0,28

3. Descrizione sintetica dello schema strutturale dei fabbricati da realizzare

L'intervento consiste nell'ampliamento di attività commerciale mediante la realizzazione di:

- n. 4 campi da padel per cui è prevista la realizzazione di pavimentazione in cls controterra e la posa di pannellature in vetro e grigliati
- n. 1 piscina scoperta avente dimensione pari a 348 mq, interrata per una altezza di 135cm, realizzata su platea in ca con spessore pari a 25 cm ed elementi metallici perimetrali per il contenimento del terreno (sponde)
- 2 fabbricati, speculari strutturalmente, a pianta quadrata 13.6*13.6m aventi un piano fuori terra da destinare a spogliatoi e bar con relativi servizi:

fondazioni: platea in c.a. spessore minimo 30 cm con doppia rete elettrosaldata diam. 10 maglia 20*20 e ferri integrativi

strutture in elevazione: maglia di pilastri perimetrali in c.a. sez 25x25 cm, pilastro centrale 25x50 cm. Trave di banchina perimetrale 25x50

Copertura inclinata a quattro acque in legno lamellare con cantonali sez. 24x40, trave di mezza casa 20x24 e travetti 10x16, impalcato in doppio tavolato ligneo

- 1 fabbricato a pianta quadrata 8*8m interposto tra quelli sopradetti destinato a spogliatoi per il Padel

fondazioni: platea in c.a. spessore minimo 30 cm con doppia rete elettrosaldata diam. 10 maglia 20*20 e ferri integrativi

strutture in elevazione: maglia di pilastri perimetrali in c.a. sez 25x25 cm. Trave portante 25x50, cordoli 25x20

Solaio di Copertura piana in latero cemento

- 1 fabbricato a pianta rettangolare 3.9*12m da destinare a servizi igienici e spogliatoi aggiuntivi nonché al locale medico

fondazioni: platea in c.a. spessore minimo 30 cm con doppia rete elettrosaldata diam. 10 maglia 20*20 e ferri integrativi

strutture in elevazione: muratura portante del tipo semipieno sp. 25cm: il fabbricato si presenta di forma regolare e pertanto definito edificio semplice in muratura

Solaio di Copertura piana in latero cemento con cordoli perimetrali 20x25

- 1 fabbricato di pianta rettangolare 5*6 da destinare a locale esclusivamente tecnico per l'impiantistica della piscina.

fondazioni: platea in c.a. spessore minimo 30 cm con doppia rete elettrosaldata diam. 10 maglia 20*20 e ferri integrativi

strutture in elevazione: muratura portante del tipo semipieno sp. 25cm: il fabbricato si presenta di forma regolare e pertanto definito edificio semplice in muratura

Solaio di Copertura a due acque in latero cemento con cordoli perimetrali 20x25

- E' prevista la realizzazione di due tettoie in struttura metallica, aventi dimensioni in pianta pari a 13,6 x 6 m ed altezza pari a 3 m. Sono realizzate con 8 pilastri in acciaio 10 x10 sp 4mm, travi principali in acciaio 100 x 200 sp 3, poste sul lato lungo e travetti 50 x 100 sp 3 posti ad interasse 50 cm. La copertura sarain pannelli sandwich sp 30 mm oltre greca.

- Si realizzerà un bar in struttura lignea, del tipo prefabbricato, con dimensioni in pianta 2,6 x 5,6, con pilastri in legno 10 x 10 cm e pareti intelaiate con finitura in tavole di legno. La copertura sarà in legno, con due travi principali sul lato lungo 10 x 16 e travetti lignei 8 x 8.

- Un pergolato in struttura metallica, con dimensioni in pianta pari a circa 4 x 7,25 m, costituita da 6 pilastri 80 x 80 sp 4, travi 50 x 100 sp 4 e travetti passo 50 cm dim 40 x 80 sp. 2

Tutte le strutture metalliche e lignee saranno fondate mediante plinti isolati inseriti all'interno della soletta in c.a. a supporto della pavimentazione.

3.1. Parametri del progetto

- Vita nominale (par. 2.4.1. NTC '08);

Il numero di anni nel quale le nuove opere, purché soggette alla manutenzione ordinaria (par. 2.4.1. NTC '08), devono poter essere usate per lo scopo alle quali sono destinate è di:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Essendo un'opera ordinaria.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Classe d'uso (par. 2.4.2 NTC '08);

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso (par. 2.4.2 NTC '08), la costruzione può essere definita di:

CLASSE II

Ovvero opera il cui uso **preveda normali affollamenti**, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

- Coefficiente d'uso (par. 2.4.3 NTC '08);

Il valore del coefficiente d'uso in funzione della classe d'uso dell'edificio è definito dalla tabella 2.4.II delle NTC '08 ed è pari a:

$$C_U = 1$$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- Periodo di riferimento per l'azione sismica (par. 2.4.3 NTC '08);

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento (par. 2.4.3 NTC '08) definito come:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni}$$

4. Analisi dei carichi

Solaio di copertura in legno								
voce	γ	spessore	base	interasse	tipo	G _k	TOT.	
	KN/m^3	m	m	m		KN/m^2	KN/m^2	
tegole	18	0,01	-	-	G2	0,18	0,42	G2
intercapedine aria	0,00	0,05	-	-	G2	0		
membrana impermeabile	-	-	-	-	G2	0,05		
fibra di legno	1,60	0,08	-	-	G2	0,128		
polistirene espanso	0,35	0,04			G2	0,014		
freno vapore	12,00	0,004	-	-	G2	0,05		
abete- flusso perpendicolare	5,50	0,05			G1	0,28	0,43	G1
travi secondarie 10x16	3,80	0,10	0,16	0,90	G1	0,07		
travi cantonali 24x40	3,80	0,24	0,40	-	G1	0,08		
accid.	-	-	-	-	-	0,80	0,8	acc.

pacchetto controterra								
voce	γ	spessore	base	interasse	tipo	G _k	TOT.	
	KN/m^3	m	m	m		KN/m^2	KN/m^2	
pavimento in gres	23,00	0,015	-	-	G ₂	0,345	3,09	G ₂
massetto per pavimento	4,00	0,04			G ₂	0,16		
PVC	13,60	0,021	-	-	G ₂	0,29		
polistirene espanso	0,30	0,041	-	-	G ₂	0,012		
pannello coibente	7,50	0,02	-	-	G ₂	0,15		
massetto alleggerito	9,00	0,1	-	-	G ₁	0,90	7,50	G ₁
platea 30 cm.	25,00	0,30	-	-	G ₁	7,50		
magrone 10 cm.	14,00	0,10				1,40		
accid.	-	-	-	-	-	2,00	2,0	acc.

4.1. Azioni della neve (par. 3.4 D.M. 17/01/2018)

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

Dove:

$$\mu_i = 0.80 \quad (0^\circ < \alpha < 30^\circ)$$

Tabella 3.4 II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (zona II, provincia di Ferrara, } a_s < 200 \text{ m)}$$

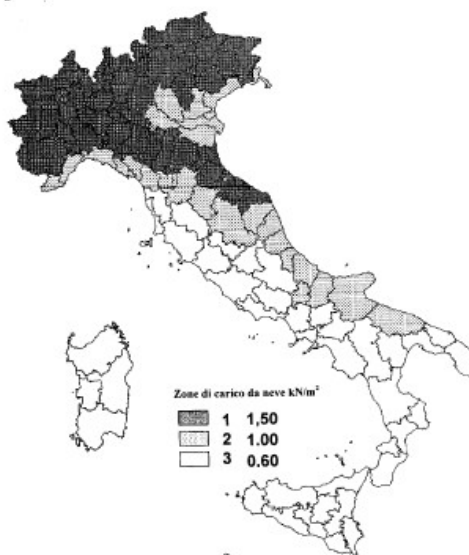


Figura 3.4 I – Zone di carico da neve

$$C_E = 1 \text{ (topografia: normale)}$$

Tabella 3.4 I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

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

$$C_t = 1 \text{ (in assenza di ulteriori specificazioni)}$$

$$q_s = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

4.2. Azione sismica (Par. 3.2 NTC '18)

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

Essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per poter individuare le azioni sismiche di progetto che agiscono sulla struttura in esame situata nel sito descritto, ci siamo avvalsi del programma "Spettri" messo a disposizione dal "Consiglio Superiore dei Lavori pubblici".

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

- Stato limite di esercizio:

Stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

- Stato limite ultimo:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

In funzione dello stato limite considerato viene definita la probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento P_{V_R} , tramite la tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

E' dunque possibile definire il periodo di ritorno T_R : esso è legato alla probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} tramite la relazione

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Quindi:

$$T_{RSLV} = 475 \text{ anni}$$

$$T_{RSLD} = 50 \text{ anni}$$

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In relazione alle categorie topografiche il D.M. 14/01/2008 in tabella 3.2.V definisce i parametri di amplificazione stratigrafica, il coefficiente stratigrafico S_s ed il coefficiente C_c sempre funzione del sottosuolo che modifica il valore del periodo T_c .

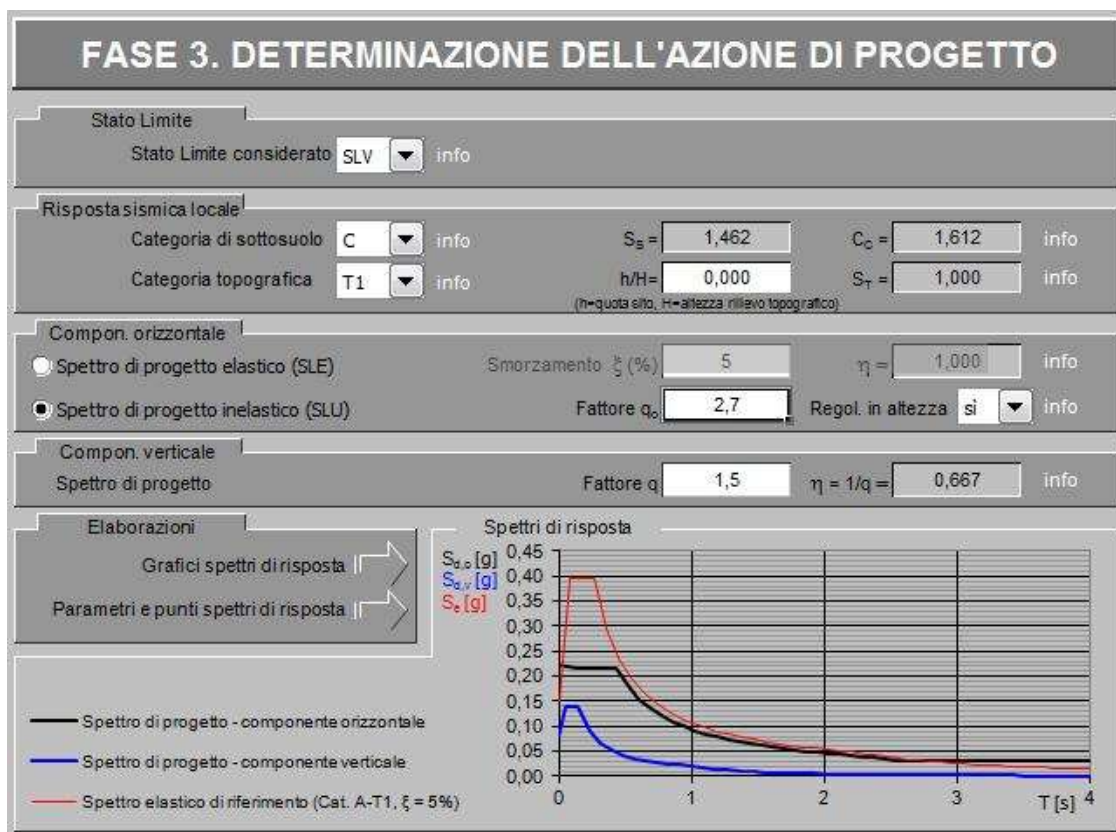
Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Quindi, prendendo in considerazione i valori relativi allo SLV e considerando la prestabilita categoria di sottosuolo C:

$$S_s = 1.462$$

$$C_c = 1.612$$



Per tener conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T (tab. 3.2.VI D.M. 14/01/2014), in funzione delle categorie topografiche definite precedentemente e dell'ubicazione dell'opera.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Dunque:

- Spettro di risposta elastico

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni:

Se $0 \leq T < T_B$;

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

Se $T_B \leq T < T_C$;

$$S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

Se $T_C \leq T < T_D$;

$$S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

Se $T_D \leq T$;

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

Dove:

T = periodo di vibrazione della costruzione;

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

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} = \eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + 5)}} = 1 \geq 0,55$$

ξ è funzione di materiali, tipologia strutturale, terreno di fondazione.

T_C = periodo corrispondente al tratto a velocità costante dello spettro, dato da

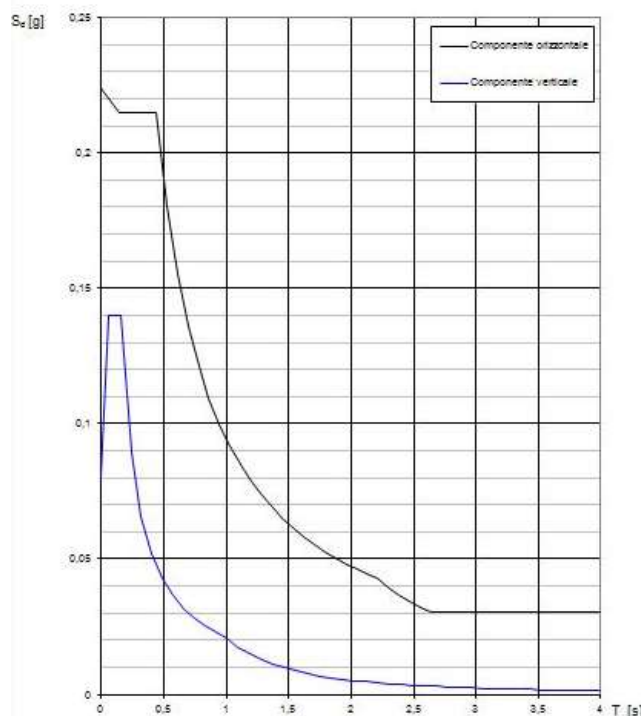
$$T_C = C_C T_C^* = 0.440 \text{ s}$$

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = \frac{T_C}{3} = 0.147 \text{ s}$$

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6 = 2.213 \text{ s}$$



A questo punto il programma è in possesso dei dati necessari per la definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione che è espresso da una forma spettrale normalizzata riferita ad un smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su un sito di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , quindi al variare dei diversi stati limite.

5. Combinazione dei carichi (Par. 2.5.3. NTC'18)

5.1. Combinazione fondamentale agli Stati Limite Ultimi (SLU)

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \psi_{02} \times \gamma_{Q2} \times Q_2$$

Dove:

G_1 : carico permanente strutturale;

G_2 : carico permanente portato;

Q_1 : azione variabile dominante;

Q_2 : azione variabile che agisce contemporaneamente alla dominante;

ψ_{02} : Coefficiente di combinazione delle azioni variabili, valore raro.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

γ_i : fattore di amplificazione dei carichi pari a 1.3 per i carichi permanenti strutturali ed 1.5 per i carichi permanenti portati e le azioni variabili.

Per quanto concerne i carichi permanenti non strutturali G_2 , la tabella 2.6.I dell'NTC '18 prescrive che nel caso essi siano compiutamente definiti, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Quindi si assumerà $\gamma_{G2} = 1.3$.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

5.2. Combinazione agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

$$Q_{SLE} = G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02} \times Q_2$$

5.3. Combinazione sismica

$$Q_{Sismica} = E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1 + \psi_{22}Q_2$$

Dove:

ψ_{21} : Coefficiente di combinazione delle azioni variabili, valore quasi permanente.

6. Materiali

6.1. Calcestruzzo

Per le opere di fondazione ed in elevazione si prescrive l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C25/30 aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

- Resistenza cubica caratteristica a compressione:

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

- Resistenza media a compressione:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f = 33 \text{ MPa (considerando } \Delta f = 8 \text{ MPa)}$$

- Modulo di elasticità secante:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$$

- Resistenza di progetto a compressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.17 \text{ MPa con } \alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.5$$

- Resistenza media a trazione:

$$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 2.56 \text{ MPa}$$

- Resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.80 \text{ MPa}$$

- Resistenza di progetto a trazione:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.2 \text{ MPa con } \alpha_{ct} = 1; \gamma_c = 1.5$$

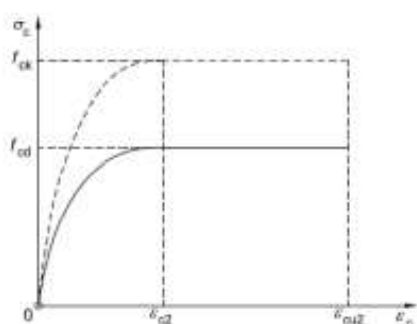
- Deformazione ultima:

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

- Deformazione di inizio tratto a tensione costante:

$$\varepsilon_{c2} = 2.0 \text{ ‰}$$

Si assume come legame costitutivo del calcestruzzo il modello "parabola-rettangolo":



Modello parabola-rettangolo per
cls compresso

➤ per $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$

$\varepsilon_{c2} = 0.20\%$

$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$

Per l'esecuzione del consolidamento degli impalcati di solaio esistenti si prescrive l'utilizzo di un calcestruzzo di aggregati leggeri strutturale di classe LC30/33 aventi le seguenti caratteristiche meccaniche (tabella C4.1.V Circolare 02/02/2009), con classe di masse per unità di volume D1,6:

Tabella C4.1.VI Classi di massa per unità di volume del calcestruzzo di aggregati leggeri ammesse per l'impiego strutturale

Classe di massa per unità di volume	D1,5	D1,6	D1,7	D1,8	D1,9	D2,0
Intervallo di massa per unità di volume [kg/m³]	$1400 < \rho \leq 1500$	$1500 < \rho \leq 1600$	$1600 < \rho \leq 1700$	$1700 < \rho \leq 1800$	$1800 < \rho \leq 1900$	$1900 < \rho \leq 2000$
Massa per unità di volume calcestruzzo non armato [kg/m³]	1550	1650	1750	1850	1950	2050
Massa per unità di volume calcestruzzo armato [kg/m³]	1650	1750	1850	1950	2050	2150

- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione:

$$f_{lc} = 30 \text{ MPa}$$

- Resistenza cubica caratteristica a compressione:

$$R_{lck} = 33 \text{ MPa}$$

- Resistenza media a compressione:

$$f_{lcm} = f_{lck} + \Delta f = 38 \text{ MPa (considerando } \Delta f = 8 \text{ MPa)}$$

- Modulo di elasticità secante:

$$E_{lcm} = 22000 \left(\frac{f_{lcm}}{10} \right)^{0.3} \quad \eta_E = 17368 \text{ MPa}$$

Con:

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 = 0.529$$

Dove:

$\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$ valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza;

- Resistenza di progetto a compressione:

$$f_{lcd} = \alpha_{cc} \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa} \text{ con } \alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.5$$

- Resistenza media a trazione:

$$f_{lctm} = 0.3 (f_{lck})^{\frac{2}{3}} \eta_L = 2.423 \text{ MPa}$$

Con:

$$\eta_L = 0.40 + \frac{0.6 \rho}{2200} = 0.836$$

- Resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{lctk} = 0.7 f_{lctm} = 1.696 \text{ MPa}$$

- Resistenza di progetto a trazione:

$$f_{lctd} = 0.85 \frac{f_{lctk}}{\gamma_c} = 0.961 \text{ MPa} \text{ con } \gamma_c = 1.5$$

- Deformazione ultima:

$$\varepsilon_{cu} = \eta_L 3.5 \text{ ‰} = 2.9 \text{ ‰}$$

- Deformazione di inizio tratto a tensione costante:

$$\varepsilon_{c2} = 2.0 \text{ ‰}$$

6.2. Acciaio per calcestruzzo

Per gli elementi costruttivi in calcestruzzo armato si prescrivono barre ad aderenza migliorata in acciaio B450C, avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Modulo di elasticità:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Resistenza caratteristica a snervamento:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

- Resistenza caratteristica a rottura:

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

- Resistenza a snervamento di progetto:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ MPa con } \gamma_s = 1.15$$

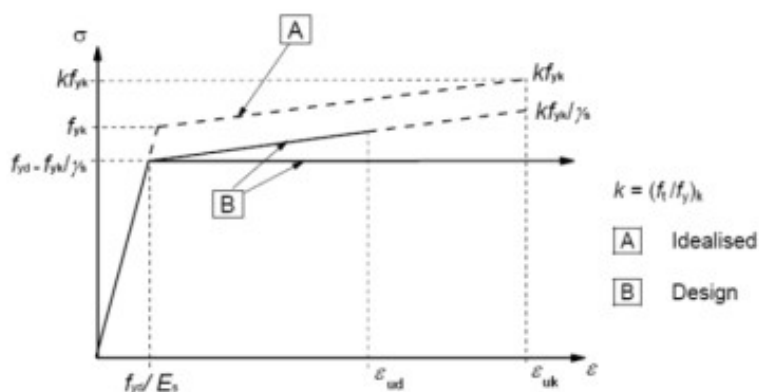
- Deformazione al limite elastico:

$$\varepsilon_{uy} = 1.96 \text{ ‰}$$

- Deformazione a rottura:

$$\varepsilon_{ud} = 67.5 \text{ ‰}$$

Si assume come legame costitutivo dell'acciaio il modello "rigido plastico indefinito":



6.3. Caratteristiche dell'acciaio da carpenteria metallica (par. 4.2.1, 7.4.1 e 11.3.4 NTC '08).

Si utilizza acciaio per laminati a caldo a sezione aperta S235 con spessore $t < 40$ mm (tabella 11.2.IX NTC '08).

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

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

Tensione caratteristica di snervamento.

$$f_{yk} = 235 \text{ Mpa}$$

Tensione caratteristica di rottura.

$$f_{tk} = 360 \text{ Mpa}$$

Moduli di elasticità.

- Modulo elastico:

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

- Coefficiente di Poisson:

$$\nu = 0.3$$

- Modulo di elasticità trasversale:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 80769 \text{ Mpa}$$

- Coefficiente di espansione termica lineare (fino ai 100°C):

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

- Densità:

$$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$$

Saldature (par. 11.3.4.4 NTC '08).

Tabella 11.3.XI

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	D
Riferimento				
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, s ≤ 30mm S275, s ≤ 30mm	S355, s ≤ 30mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, s ≤ 30mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare EN ISO 3834-4	Medio EN ISO 3834-3	Medio EN ISO 3834-3	Completo EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

6.4. Legno degli elementi degli impalcati

Per gli elementi principali e secondari degli impalcati si utilizza legno lamellare di classe di resistenza GL24h (in riferimento alla normativa EN 1194: 1999), avente le seguenti caratteristiche fisiche e meccaniche:

- Massa volumica:

$$\rho_{g,h} = 3.800 \frac{kN}{m^3}$$

- Resistenza caratteristica a flessione:

$$f_{m,g,k} = 24.00 \text{ Mpa}$$

- Resistenza caratteristica al taglio:

$$f_{v,g,k} = 2.70 \text{ Mpa}$$

- Resistenza caratteristica a trazione lungo la direzione delle fibre:

$$f_{t,0,g,k} = 16.50 \text{ Mpa}$$

- Resistenza caratteristica a trazione in direzione di 90° rispetto a quella delle fibre:

$$f_{t,90,g,k} = 0.40 \text{ Mpa}$$

- Resistenza caratteristica a compressione lungo la direzione delle fibre:

$$f_{c,0,g,k} = 24.00 \text{ Mpa}$$

- Resistenza caratteristica a trazione in direzione di 90° rispetto a quella delle fibre:

$$f_{c,90,g,k} = 2.70 \text{ Mpa}$$

- Valore medio del modulo elastico in direzione delle fibre:

$$E_{0,g,mean} = 11600 \text{ Mpa}$$

- Valore medio del modulo elastico in direzione di 90° rispetto quella delle fibre:

$$E_{90,g,mean} = 390 \text{ Mpa}$$

- Valore medio del modulo di taglio:

$$G_{g,mean} = 720 \text{ Mpa}$$

7. Criteri di progettazione e verifica e combinazioni dei carichi

Le strutture di fondazione, quelle in elevazione e gli impalcati dovranno possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati *limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di *stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Nei confronti delle azioni sismiche, le prestazioni della costruzione nel suo complesso deve garantire il raggiungimento dei seguenti stati limite:

Stati limite di esercizio:

- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

8. Categoria di sottosuolo

In base alle caratteristiche del sito in esame ricavate dalla relazione geologica si considera una categoria di sottosuolo di tipo C (Tab. 3.2. II D.M. 14/01/2008).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>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 $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

9. Predimensionamento delle Strutture Fabbricati bar e spogliatoi

9.1. Travi lignee di copertura 10x16 cm

► Dati di progetto: verifiche a temperatura ambiente

Metodo di calcolo: E.C.5 (EN 1995-1-2:2004 – Parte 1-1)

Tipo di sezione resistente: rettangolare;

dimensioni sezione lignea: $b \times H = 10,0 \text{ cm} \times 16,0 \text{ cm}$;

altezza della sezione: $H = 16,0 \text{ cm}$;

larghezza della sezione: $b = 10,0 \text{ cm}$;

Inclinazione asse trave: $\alpha = 0^\circ$ (rispetto all'orizzontale);

Nota: se l'inclinazione α dell'asse dell'elemento strutturale è diverso da zero, i limiti delle frecce verranno rapportati al calcolo dell'elemento con luce proiettata sull'orizzontale.

schema statico di calcolo: trave isostatica su singola campata;

luce di calcolo: $L = 2,95$ m (intesa come proiezione in pianta);

interasse (larghezza influenza carichi): $i_{int} = 93$ cm;

inclinazione copertura/solaio piano: $\alpha = 17^\circ$ (inclinazione falda/solaio rispetto all'orizzontale);

angolo di flessione deviata trave: $\alpha = 0^\circ$ (valore nullo α flessione semplice);

tipo di legname: lamellare;

classe di resistenza: GL24h (rif. norm. EN 1194: 1999);

massa volumica (caratteristica/media): $\rho_{g,k} = 3,728$ kN/m³;

resistenza (caratteristica) a flessione: $f_{m,g,k} = 24,00$ N/mm²;

resistenza (caratteristica) al taglio: $f_{v,g,k} = 2,70$ N/mm²;

carichi permanenti caratteristici: $G_{k,z} = 0,70$ kN/m² (proiezione in pianta);

$$g_{k,z} = (G_{k,i_{int}}) / \cos \alpha + (P.p. \text{ trave}) \alpha = 0,74 \text{ kN/m};$$

carichi variabili caratteristici: $Q_{k,z} = 0,80$ kN/m² (proiezione in pianta);

$$q_{k,z} = Q_k \cdot i_{int} = 0,74 \text{ kN/m};$$

tipologia azioni agenti: Cat. D: Ambienti ad uso commerciale;

valori coefficienti di combinazione: $\psi_{0,j} = 0,70$; $\psi_{1,j} = 0,70$; $\psi_{2,j} = 0,60$;

(tab. 2.5.I – D.M.14.01.2008)

classe di servizio: classe 2;

classe di durata azioni variabili: media;

coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_M = 1,25$ (per resistenza materiale);

(EN 1995-1-1) (per combinazioni fondamentali)

Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_{M,fi} = 1,00$ (per resistenza materiale);

(per combinazioni eccezionali: incendio);

coefficienti modello: $k_{mod,I} = 0,80$ (permanenti + variabili);

(EN 1995:1-1) $k_{mod,II} = 0,60$ (solo permanenti);

► assetto carichi più gravoso: permanenti + variabili, con $k_{mod} = 0,80$;

Nota: considerato incremento di resistenza flessionale per dimensioni sezione rettangolare.

Fattore di incremento resistenza: $k_{h \text{ y-y}} = 1,15$ (per inflessione attorno asse y-y)

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod} = 0,80$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_{h,y-y} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_M = 17,66 \text{ N/mm}^2$;

taglio: $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M = 1,73 \text{ N/mm}^2$;

Verifiche resistenza (temperatura ambiente)

Moduli di resistenza sezione: $W_y = b \cdot H^2 / 6 = 426667 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);

Area sezione trasversale: $A = 16000 \text{ mm}^2$ (sezione integra);

Carichi lineari (nominali): $g_{k,z} = 0,74 \text{ kN/m}$ (permanenti);

$q_{k,z} = 0,74 \text{ kN/m}$ (variabili);

Carichi lineari di progetto: $\gamma_G \cdot g_{k,z} = 1,00 \text{ kN/m}$; ($\gamma_G = 1,35$)

$\gamma_Q \cdot q_{k,z} = 1,12 \text{ kN/m}$; ($\gamma_Q = 1,50$)

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo

Flettenti: $M_{y,d} = 2,30 \text{ kNm}$ $\sigma_{m,y,d} = M_{y,d} / W_y = 5,39 \text{ N/mm}^2$;

Taglianti: $V_{z,d} = 3,12 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione deviata (retta):

coefficiente di redistribuzione: $k_m = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,31 \leq 1 \text{ (soddisfacente);}$$

$$\sigma_d = 1,5 \cdot V_{z,d}/A = 0,29 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_d/f_{v,d} = 0,17 \leq 1 \text{ (soddisfacente);}$$

Verifiche frecce di inflessione

Limiti frecce su lunghezza luce effettiva della trave (comunque inclinata):

$$(u_{2,ist})_{\max} = l_{\text{eff}}/300;$$

$$(u_{2,fin})_{\max} = l_{\text{eff}}/200;$$

$$(u_{\text{net},fin})_{\max} = l_{\text{eff}}/200.$$

Valore controfrecce iniziale fissata: $u_{0z} = 0 \text{ mm}$ (nel piano dell'asse forte);

trave lignea per: copertura;

ipotesi di trave con: inflessione nel piano di falda impedita;

Momenti di inerzia sezione (integrata): $J_y = b \cdot H^3/12 = 34133333 \text{ mm}^4$ (asse forte);

Moduli elastici legno: $E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$;

$G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$;

Fattore classe di servizio: $k_{def} = 0,80$;

coefficiente di combinazione: $\psi_{2,j} = 0,60$ (per carichi variabili di lungo periodo);

Nota bene: se l'inclinazione α dell'asse dell'elemento strutturale è diversa da zero, i limiti delle frecce verranno comunque espressi in funzione della lunghezza in pianta dell'elemento strutturale ($L = L_{eff} \cdot \cos \alpha$); mentre, il calcolo dei valori delle frecce verranno computati come abbassamento della mezzeria lungo la direzione α all'asse comunque inclinato dell'elemento strutturale.

► Frecce istantanee

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi permanenti):

1,9 mm;

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi variabili):

1,9 mm;

► Verifica a breve termine

I° verifica:

$u_{2,ist} = 1,9 \text{ mm} \leq L/300 = 9,8 \text{ mm}$ (soddisfacente);

► Verifiche a lungo termine

II° verifica (nell'eventualità di una controfreccia non nulla):

$$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \alpha_{2,j} \cdot k_{def}) = 2,9 \text{ mm} \leq L/200 = 14,8 \text{ mm (soddisfacente);}$$

► Dati di progetto: verifiche in condizioni eccezionali di incendio

Metodo di calcolo: sezione efficace (EN 1995-1-2);

fattore parziale sicurezza (incendio): $\gamma_{M,fi} = 1,00$;

coefficiente carichi permanenti: $\gamma_{GA} = 1,00$ (situazione eccezionale di incendio);

parametro di incendio: $k_{fi} = 1,15$ (passaggio carichi da frattile 5% a 20%);

fattore modello (incendio): $k_{mod,fi} = 1,00$;

velocità di carbonizzazione: $\alpha_n = 0,80 \text{ mm/min}$;

classe esposizione al fuoco: $C = 40 \text{ min}$;

profondità efficace carbonizzazione: $d_{eff} = \alpha_n \cdot C + 7 \text{ mm} = 3,9 \text{ cm}$;

dimensioni sezione integra: $b = 10,0 \text{ cm}$;

$$H = 16,0 \text{ cm};$$

tipo di esposizione al fuoco: su 3 lati (sorgente da intradosso);

ampiezze lunghezze carbonizzate: $\alpha_b = 7,8 \text{ cm}$ (complessiva lungo l'asse y-y);

$$\alpha_H = 3,9 \text{ cm (complessiva lungo l'asse z-z)}$$

Dimensioni sezione carbonizzata: $b_{eff} = b - \Delta b = 2,2 \text{ cm};$

$$h_{eff} = H - \Delta H = 12,1 \text{ cm};$$

sezione residua resistente: $A_{eff} = 2662 \text{ mm}^2$

moduli di resistenza (effettivi): $W_{y,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff}^2 / 6 = 53684 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);

► Resistenze di progetto (incendio)

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod,fi} = 1,00$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{m,g,k,y} / \phi_{M,fi} = 31,74 \text{ N/mm}^2$;

taglio: $f_{v,d} = k_{mod,fi} \cdot f_{v,g,k} / \phi_{M,fi} = 3,11 \text{ N/mm}^2$;

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (temperatura ambiente e trave integra)

peso proprio e permanenti portati: $g_{k,z} = 0,74 \text{ kN/m}$;

$$q_{k,z} = 0,74 \text{ kN/m};$$

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (incendio e trave parzialmente carbonizzata)

coefficiente di combinazione: $\phi_{1,j} = 0,50$ (per azioni variabili);

peso proprio e permanenti portati: $1,0 \cdot g_{k,z} = 0,74 \text{ kN/m}$ (condizione di incendio);

variabili (proiezione verticale): $\phi_{1,j} \cdot q_{k,z} = 0,37 \text{ kN/m}$ (condizioni di incendio);

fattore di conversione: $0,53$;

Flessione retta (attorno asse y-y): $g_{z,d} = \gamma_{GA} \cdot g_{k,z} = 0,74 \text{ kN/m}$ (permanenti);

$q_{z,d} = \gamma_{1,j} \cdot q_{k,z} = 0,37 \text{ kN/m}$ (variabili);

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo: incendio

Flettenti: $M_{y,d,eff} = 1,21 \text{ kNm}$ $\sigma_{m,y,d,eff} = M_{y,d}/W_y = 22,54 \text{ N/mm}^2$;

Taglianti: $V_{z,d,eff} = 1,64 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione retta:

coefficiente di redistribuzione: $\eta = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);

$\sigma_{m,y,d,eff}/f_{m,y,d} = 0,71 \leq 1$ (soddisfacente);

► Esito verifica taglio:

$\sigma_{d,eff} = 1,5 \cdot V_{z,d,eff}/A_{eff} = 0,92 \text{ N/mm}^2$;

$\sigma_{d,eff}/f_{v,d} = 0,30 \leq 1$ (soddisfacente).

9.2. Travi lignee di copertura 24x40 cm

► Dati di progetto: verifiche a temperatura ambiente

Metodo di calcolo: E.C.5 (EN 1995-1-2:2004 – Parte 1-1)

Tipo di sezione resistente: rettangolare;

dimensioni sezione lignea: $b \times H = 24,0 \text{ cm} \times 40,0 \text{ cm}$;

altezza della sezione: $H = 40,0 \text{ cm}$;

larghezza della sezione: $b = 24,0 \text{ cm}$;

Inclinazione asse trave: $\alpha = 0^\circ$ (rispetto all'orizzontale);

Nota: se l'inclinazione α dell'asse dell'elemento strutturale è diverso da zero, i limiti delle frecce verranno rapportati al calcolo dell'elemento con luce proiettata sull'orizzontale.

schema statico di calcolo: trave isostatica su singola campata;

luce di calcolo: $L = 8,50 \text{ m}$ (intesa come proiezione in pianta);

interasse (larghezza influenza carichi): $i_{int} = 513 \text{ cm}$;

inclinazione copertura/solaio piano: $\alpha = 17^\circ$ (inclinazione falda/solaio rispetto all'orizzontale);

angolo di flessione deviata trave: $\alpha = 0^\circ$ (valore nullo α flessione semplice);

tipo di legname: lamellare;

classe di resistenza: GL24h (rif. norm. EN 1194: 1999);

massa volumica (caratteristica/media): $\rho_{g,k} = 3,728 \text{ kN/m}^3$;

resistenza (caratteristica) a flessione: $f_{m,g,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$;

resistenza (caratteristica) al taglio: $f_{v,g,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$;

carichi permanenti caratteristici: $G_{k,z} = 0,70 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);

$$g_{k,z} = (G_{k,\text{int}})/\cos\alpha + (P.p. \text{ trave})\alpha = 4,11 \text{ kN/m};$$

carichi variabili caratteristici: $Q_{k,z} = 0,80 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);

$$q_{k,z} = Q_{k,\text{int}} = 4,10 \text{ kN/m};$$

tipologia azioni agenti: Cat. D: Ambienti ad uso commerciale;

valori coefficienti di combinazione: $\psi_{0,j} = 0,70$; $\psi_{1,j} = 0,70$; $\psi_{2,j} = 0,60$;

(tab. 2.5.I – D.M.14.01.2008)

classe di servizio: classe 2;

classe di durata azioni variabili: media;

coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_M = 1,25$ (per resistenza materiale);

(EN 1995-1-1) (per combinazioni fondamentali)

Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_{M,fi} = 1,00$ (per resistenza materiale);

(per combinazioni eccezionali: incendio);

coefficienti modello: $k_{mod,I} = 0,80$ (permanenti + variabili);

(EN 1995:1-1) $k_{mod,II} = 0,60$ (solo permanenti);

► assetto carichi più gravoso: permanenti + variabili, con $k_{mod} = 0,80$;

Nota: considerato incremento di resistenza flessionale per dimensioni sezione rettangolare.

Fattore di incremento resistenza: $k_{h\ y-y} = 1,08$ (per inflessione attorno asse y-y)

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod} = 0,80$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_{h\ y-y} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_{M,fi} = 16,66 \text{ N/mm}^2$;

taglio: $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_{M,fi} = 1,73 \text{ N/mm}^2$;

Verifiche resistenza (temperatura ambiente)

Moduli di resistenza sezione: $W_y = b \cdot H^2 / 6 = 6400000 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);

Area sezione trasversale: $A = 96000 \text{ mm}^2$ (sezione integra);

Carichi lineari (nominali): $g_{k,z} = 4,11 \text{ kN/m}$ (permanenti);

$q_{k,z} = 4,10 \text{ kN/m}$ (variabili);

Carichi lineari di progetto: $\square G \cdot g_{k,z} = 5,55 \text{ kN/m}$; ($\square \square G = 1,35$)

$\square Q \cdot q_{k,z} = 6,16 \text{ kN/m}$; ($\square \square Q = 1,50$)

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo

Flettenti: $M_{y,d} = 105,74 \text{ kNm}$ $\square \square m_{y,d} = M_{y,d}/W_y = 16,52 \text{ N/mm}^2$;

Taglienti: $V_{z,d} = 49,76 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione deviata (retta):

coefficiente di redistribuzione: $k_m = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);

$\square m_{y,d}/f_{m,y,d} = 0,99 \leq 1$ (soddisfacente);

$\square d = 1,5 \cdot V_{z,d}/A = 0,78 \text{ N/mm}^2$;

$\square d/f_{v,d} = 0,45 \leq 1$ (soddisfacente);

Verifiche frecce di inflessione

Limiti frecce su lunghezza luce effettiva della trave (comunque inclinata):

$$(u_{2,ist})_{max} = L_{eff}/300;$$

$$(u_{2,fin})_{max} = L_{eff}/200;$$

$$(u_{net,fin})_{max} = L_{eff}/200.$$

Valore controfrecchia iniziale fissata: $u_{0z} = 0$ mm (nel piano dell'asse forte);

trave lignea per: copertura;

ipotesi di trave con: inflessione nel piano di falda impedita;

Momenti di inerzia sezione (integra): $J_y = b \cdot H^3/12 = 12800000000$ mm⁴ (asse forte);

Moduli elastici legno: $E_{0,mean} = 11600$ N/mm²;

$$G_{mean} = 720$$
 N/mm²;

Fattore classe di servizio: $k_{def} = 0,80$;

coefficiente di combinazione: $\psi_{2,j} = 0,60$ (per carichi variabili di lungo periodo);

Nota bene: se l'inclinazione α dell'asse dell'elemento strutturale è diversa da zero, i limiti delle frecce verranno comunque espressi in funzione della lunghezza in pianta dell'elemento strutturale ($L = L_{eff} \cdot \cos \alpha$); mentre, il calcolo dei valori delle frecce verranno computati come abbassamento della mezzeria lungo la direzione α all'asse comunque inclinato dell'elemento strutturale.

► Frecce istantanee

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi permanenti):

19,5 mm;

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi variabili):

19,4 mm;

► Verifica a breve termine

I° verifica:

$u_{2,ist} = 19,4 \text{ mm} \leq L/300 = 28,3 \text{ mm}$ (soddisfacente);

► Verifiche a lungo termine

II° verifica (nell'eventualità di una controfreccia non nulla):

$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \alpha_{2,j} \cdot k_{def}) = 28,8 \text{ mm} \leq L/200 = 42,5 \text{ mm}$ (soddisfacente);

► Dati di progetto: verifiche in condizioni eccezionali di incendio

Metodo di calcolo: sezione efficace (EN 1995-1-2);

fattore parziale sicurezza (incendio): $\gamma_{M,fi} = 1,00$;

coefficiente carichi permanenti: $\gamma_{GA} = 1,00$ (situazione eccezionale di incendio);

parametro di incendio: $k_{fi} = 1,15$ (passaggio carichi da frattile 5% a 20%);

fattore modello (incendio): $k_{mod,fi} = 1,00$;

velocità di carbonizzazione: $\dot{n} = 0,80$ mm/min;

classe esposizione al fuoco: $C = 40$ min;

profondità efficace carbonizzazione: $d_{eff} = \dot{n} \cdot C + 7$ mm = 3,9 cm;

dimensioni sezione integra: $b = 24,0$ cm;

$H = 40,0$ cm;

tipo di esposizione al fuoco: su 3 lati (sorgente da intradosso);

ampiezze lunghezze carbonizzate: $\dot{n}b = 7,8$ cm (complessiva lungo l'asse y-y);

$\dot{n}H = 3,9$ cm (complessiva lungo l'asse z-z)

Dimensioni sezione carbonizzata: $b_{eff} = b - \dot{n}b = 16,2$ cm;

$H_{eff} = H - \dot{n}H = 36,1$ cm;

sezione residua resistente: $A_{eff} = 58482$ mm²

moduli di resistenza (effettivi): $W_{y,eff} = b_{eff} \cdot H_{eff}^2 / 6 = 3518667$ mm³ (lato forte sezione);

► Resistenze di progetto (incendio)

Resistenze di progetto considerate (inflexione attorno asse y-y), con $k_{mod,fi} = 1,00$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_{M,fi} = 29,93$ N/mm²;

taglio: $f_{v,d} = k_{mod,fi} \cdot f_{v,g,k} / \sigma_{M,fi} = 3,11 \text{ N/mm}^2$;

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (temperatura ambiente e trave integra)

peso proprio e permanenti portati: $g_{k,z} = 4,11 \text{ kN/m}$;

$q_{k,z} = 4,10 \text{ kN/m}$;

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (incendio e trave parzialmente carbonizzata)

coefficiente di combinazione: $\psi_{1,j} = 0,50$ (per azioni variabili);

peso proprio e permanenti portati: $1,0 \cdot g_{k,z} = 4,11 \text{ kN/m}$ (condizione di incendio);

variabili (proiezione verticale): $\psi_{1,j} \cdot q_{k,z} = 2,05 \text{ kN/m}$ (condizioni di incendio);

fattore di conversione: $0,53$;

Flessione retta (attorno asse y-y): $g_{z,d} = \sigma_{GA} \cdot g_{k,z} = 4,11 \text{ kN/m}$ (permanenti);

$q_{z,d} = \psi_{1,j} \cdot q_{k,z} = 2,05 \text{ kN/m}$ (variabili);

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo: incendio

Flettenti: $M_{y,d,eff} = 55,68 \text{ kNm}$ $\sigma_{m,y,d,eff} = M_{y,d}/W_y = 15,82 \text{ N/mm}^2$;

Taglianti: $V_{z,d,eff} = 26,20 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione retta:

coefficiente di redistribuzione: $k_m = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);

$\sigma_{m,y,d,eff}/f_{m,y,d} = 0,53 \leq 1$ (soddisfacente);

► Esito verifica taglio:

$\sigma_{d,eff} = 1,5 \cdot V_{z,d,eff}/A_{eff} = 0,67 \text{ N/mm}^2$;

$\sigma_{d,eff}/f_{v,d} = 0,22 \leq 1$ (soddisfacente).

9.3. Travi e pilastri in c.a.

Si adotta come soluzione strutturale per i fabbricati con copertura a quattro acque da destinare a bar e spogliatoi piscina una maglia di pilastri in c.a. perimetrali con dim 25x25 cm. L'armatura verrà dimensionata in fase esecutiva. Il pilastro centrale di sostegno del colmo invece ha sezione 25x50cm. L'armatura verrà dimensionata in fase esecutiva.

Le travi di banchina che incatenano i pilastri perimetrali saranno realizzate con elementi in c.a. aventi sezione 25x50 cm. L'armatura verrà dimensionata in fase esecutiva.

Per quanto riguarda il fabbricato centrale a copertura piana in latero cemento, vengono utilizzati 3 telai in c.a. con 2 pilastri 25x25 e travi in altezza pari a 25x50. L'armatura verrà dimensionata in fase esecutiva. I telai sono collegati tra loro da cordoli in c.a. aventi sezione 25x20 cm. L'armatura verrà dimensionata in fase esecutiva.

9.4. Fondazioni

Per tutti i nuovi fabbricati (ad un solo piano fuori terra) si prevede la realizzazione di fondazioni a platea aventi spessore 30 cm e armatura con rete elettrosaldata maglia 20x20 e ferri diam. 10 mm. Saranno previsti ferri integrativi in senso longitudinale e per punzonamento. L'armatura verrà dimensionata in fase esecutiva.

9.5. Giunti strutturali

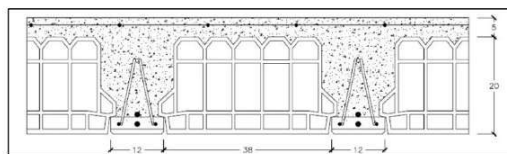
I fabbricati destinati a spogliatoi piscina, padel e bar sono allineati tra loro ma strutturalmente autonomi, con la creazione di giunti strutturali avente dimensione superiore a $H/100$ della altezza del fabbricato più alto, pertanto si prevedono giunti di cm. 5

10. Predimensionamento delle Strutture spogliatoi Padel

Il fabbricato a pianta quadrata 8*8m interposto tra quelli sopradetti e giuntato da essi, destinato a spogliatoi per il Padel avrà i seguenti elementi strutturali

- Fondazioni: platea in c.a. spessore minimo 30 cm con doppia rete elettrosaldata diam. 10 maglia 20*20 e ferri integrativi
- strutture in elevazione: maglia di pilastri perimetrali in c.a. sez 25x25 cm. Trave portante 25x50, cordoli 25x20
- Solaio di Copertura piana in latero cemento di cui si riporta predimensionamento

Tipo di solaio scelto	solaio bausta 16+4		
Luce solaio [m]	3,64	h solaio [cm]	20
h soletta [cm]	4	l.sol. coll. [cm]	60
f_{ck} [N/mm ²]	25	Altezza utile [cm]	18
F_{cd} [N/mm ²]	14,17	F_{cm} [N/mm ²]	28,75
F_{yk} [N/mm ²]	450	F_{yd} [N/mm ²]	391



Analisi Carichi	l [m]	kN/m ²	kN/m
			0,00
Totale Permanenti non Strutturali G_2			0,00
pannelli sandwich	0,60	0,40	0,24
guaina	0,60	0,25	0,15
Peso proprio solaio	0,60	2,60	1,56
pannelli fotovoltaici	0,60	0,30	0,18
Totale Permanenti Strutturali G_1			2,13
Carichi Accidentali Q	0,60	0,80	0,48

Combinazioni di carico SLU $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$					
γ_{G1}	1,3	γ_{G2}	1,5	γ_Q	1,5
$M_{ed,max}^+$ [KN*m]	4,62	Grado di vincolo:	Semi-incastro	V_{ed} [KN]	6,35
$M_{ed,max}^-$ [KN*m]	-4,62				
VERIFICA APPROSSIMATA A MOMENTO					
Area minima ferri superiori		0,73	Area minima ferri inferiori		0,73
Ferri Superiori		ρ' 0,36%	A. ferri sup [cm ²]		1,57
$\phi_{1 sup}$	10	$n_{1 sup}$	2	$\phi_{2 sup}$	8
				$n_{2 sup}$	0
Ferri Inferiori		ρ 0,36%	A. ferri Inf [cm ²]		1,57
$\phi_{1 inf}$	10	$n_{1 inf}$	2	$\phi_{2 inf}$	14
				$n_{2 inf}$	0
M_{rd}^+ [KN*m ²]		9,96	OK	M_{rd}^- [KN*m ²]	-9,96
					OK

VERIFICA A TAGLIO		f_{ck} [N/mm ²]	25,00	Larghezza travetto [mm]	120
K	2,00	v_{min}	0,49	ρ_1	0,0073
V_{rd} [KN]	13,63	OK			

VERIFICA SNELLEZZA LIMITE		
snellezza λ	18,2	
K	1,3	
Valore limite $> \lambda$	50,3	OK

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

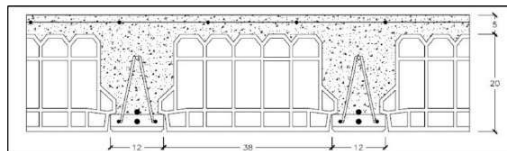
11. Predimensionamento delle Strutture Locale medico

In posizione parallela al fabbricato esistente denominato P viene realizzato un fabbricato avente dimensioni in pianta pari a 3,90 x 12 da destinare ad ulteriori servizi igienici ed un locale medico con dimensione pari a 9 mq, previsto dalle normative CONI vigenti.

Il fabbricato avrà copertura piana ed un'altezza pari a 3 m circa. Realizzato in muratura ordinaria del tipo semipieno avente spessore 25 cm e successivamente rivestito con isolante e paramento faccia vista collegato alla muratura. Le murature sanno appoggiate su platea avente spessore cm. 30 in cls armato con doppia rete elettrosaldata e ferri integrativi; i relativi calcoli avverranno in fase esecutiva.

Il solaio sarà del tipo bausta travetti e pignatte avente spessore complessivo pari a 20 cm, su cui si appoggia il manto impermeabilizzante, la copertura in pannelli sandwich lievemente inclinati per lo sgrondo delle acque e pannelli fotovoltaici e di seguito si riporta un predimensionamento:

Tipo di solaio scelto	soalio bausta 16+4		
Luce solaio [m]	3	h solaio [cm]	20
h soletta [cm]	4	l.sol. coll. [cm]	60
f_{ck} [N/mm ²]	25	Altezza utile [cm]	18
F_{cd} [N/mm ²]	14,17	F_{cm} [N/mm ²]	28,75
F_{yk} [N/mm ²]	450	F_{yd} [N/mm ²]	391



Analisi Carichi	l [m]	kN/m ²	kN/m
			0,00
Totale Permanenti non Strutturali G₂			0,00
pannelli sandwich	0,60	0,40	0,24
guaina	0,60	0,25	0,15
Peso proprio solaio	0,60	2,60	1,56
pannelli fotovoltaici	0,60	0,30	0,18
Totale Permanenti Strutturali G₁			2,13
Carichi Accidentali Q	0,60	0,80	0,48

Combinazioni di carico SLU $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$					
γ_{G1}	1,3	γ_{G2}	1,5	γ_Q	1,5
$M_{ed,max}^+$ [KN*m]	3,14	Grado di vincolo:	Semi-incastro	V_{ed} [KN]	5,23
$M_{ed,max}^-$ [KN*m]	-3,14				
VERIFICA APPROSSIMATA A MOMENTO					
Area minima ferri superiori		0,50	Area minima ferri inferiori		0,50
Ferri Superiori		ρ'	0,36%	A. ferri sup [cm ²]	1,57
$\phi_{1, sup}$	10	$n_{1, sup}$	2	$\phi_{2, sup}$	8
Ferri Inferiori		ρ	0,36%	A. ferri Inf [cm ²]	1,57
$\phi_{1, inf}$	10	$n_{1, inf}$	2	$\phi_{2, inf}$	14
M_{rd}^+ [KN*m ²]		9,96	OK	M_{rd}^- [KN*m ²]	-9,96
					OK

VERIFICA A TAGLIO		f_{ck} [N/mm ²]	25,00	Larghezza travetto [mm]	120
K	2,00	V_{min}	0,49	ρ_1	0,0073
V_{rd} [KN]	13,63	OK			

VERIFICA SNELLEZZA LIMITE		
snellezza λ	15	
K	1,3	
Valore limite > λ	74,0	OK

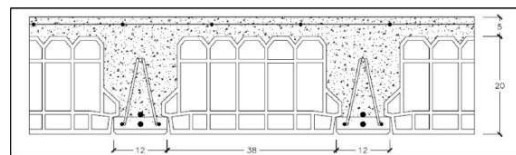
$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

12. Predimensionamento delle Strutture Locale Pompe (IPRIPI A.3.2.b)

fabbricato di pianta rettangolare 5*6 da destinare a locale esclusivamente tecnico per l'impiantistica della piscina.

- fondazioni: platea in c.a. spessore minimo 30 cm con doppia rete elettrosaldata diam. 10 maglia 20*20 e ferri integrativi
- strutture in elevazione: muratura portante del tipo semipieno sp. 25cm: il fabbricato si presenta di forma regolare e pertanto definito edificio semplice in muratura
- Solaio di Copertura a due acque in latero cemento con cordoli perimetrali 20x25 e di seguito si riporta un predimensionamento:

Tipo di solaio scelto	solaio bausta 12+4		
Luce solaio [m]	2	h solaio [cm]	16
h soletta [cm]	4	l.sol. coll. [cm]	60
f_{ck} [N/mm ²]	25	Altezza utile [cm]	14
F_{cd} [N/mm ²]	14,17	F_{cm} [N/mm ²]	28,75
F_{yk} [N/mm ²]	450	F_{yd} [N/mm ²]	391



Analisi Carichi	l [m]	kN/m ²	kN/m
			0,00
Totale Permanenti non Strutturali G_2			0,00
coppi	0,60	0,80	0,48
guaina	0,60	0,25	0,15
Peso proprio solaio	0,60	2,20	1,32
isolante	0,50	0,20	0,10
Totale Permanenti Strutturali G_1			2,05
Carichi Accidentali Q	0,60	0,80	0,48

Combinazioni di carico SLU $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$					
γ_{G1}	1,3	γ_{G2}	1,5	γ_Q	1,5
$M_{ed,max}^+$ [KN*m]	1,35	Grado di vincolo:	Semi-incastro	V_{ed} [KN]	3,39
$M_{ed,max}^-$ [KN*m]	-1,35				
VERIFICA APPROSSIMATA A MOMENTO					
Area minima ferri superiori		0,27	Area minima ferri inferiori		0,27
Ferri Superiori		ρ' 0,41%	A. ferri sup [cm ²]		1,57
$\phi_{1 sup}$	10	$n_{1 sup}$	2	$\phi_{2 sup}$	8
Ferri Inferiori		ρ 0,41%	A. ferri Inf [cm ²]		1,57
$\phi_{1 inf}$	10	$n_{1 inf}$	2	$\phi_{2 inf}$	14
M_{rd}^+ [KN*m ²]		7,74	OK	M_{rd}^- [KN*m ²]	-7,74
					OK

VERIFICA A TAGLIO		f_{ck} [N/mm ²]	25,00	Larghezza travetto [mm]	120
K	2,00	V_{min}	0,49	ρ_1	0,0093
V_{rd} [KN]	11,53	OK			

VERIFICA SNELLEZZA LIMITE			
snellezza λ	12,5		
K	1,3		
Valore limite $> \lambda$	128,8	OK	

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

13. Predimensionamento tettoie metalliche

E' prevista la realizzazione di due tettoie in struttura metallica, aventi dimensioni in pianta pari a 13,6 x 6 m ed altezza pari a 3 m. Sono realizzate con 8 pilastri in acciaio 10 x10 sp 4mm, travi principali in acciaio 100 x 200 sp 3, poste sul lato lungo e travetti 50 x 100 sp 3 posti ad interasse 50 cm. La copertura sara in pannelli sandwich sp 30 mm oltre greca.

Travetti 50*100 sp 3:

Analisi dei carichi

Analisi Carichi	l [m]	kN/m ²	kN/m
			0,00
Totale Permanenti non Strutturali G₂			0,00
pannelli sandwich	0,50	0,40	0,20
			0,00
Peso proprio elemento	0,50	13,20	6,60
			0,00
Totale Permanenti Strutturali G₁			6,80
Carichi Accidentali Q	0,60	0,80	0,48

Calcolo del azioni M e V

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$							
Combinazioni di carico SLU							
γ_{G1}	1,3	γ_{G2}	1,5		γ_Q		1,5
$M_{ed,max}^{+} [KN*m]$	3,59	Grado di vincolo:		Semi-incastro	$V_{ed} [KN]$		3,09
$M_{ed,max}^{-} [KN*m]$	-3,59						

Pertanto considerando il Wp del tubo pari a 26,7 cmc

Si ottiene che il $M/M_r = 0.73$ dove $M_r = W_p \cdot f_{yk} / 1.5$ pertanto si ritiene verificato

Per quanto riguarda la trave principale:

Analisi dei carichi con area di carico pari a mezza campata:

Analisi Carichi	l [m]	kN/m ²	kN/m
			0,00
Totale Permanenti non Strutturali G₂			0,00
pannelli sandwich	3,00	0,40	1,20
			0,00
Peso proprio elemento	3,00	0,13	0,40
			0,00
Totale Permanenti Strutturali G₁			1,60
Carichi Accidentali Q	3,00	0,80	2,40

Calcolo del azioni M e V

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$							
Combinazioni di carico SLU							
γ_{G1}	1,3	γ_{G2}	1,5			γ_Q	1,5
$M_{ed,max}^{+} [KN \cdot m]$	19,09	Grado di vincolo:		Semi-incastro		$V_{ed} [KN]$	16,46
$M_{ed,max}^{-} [KN \cdot m]$	-19,09						

Pertanto considerando il W_p del tubo pari a 113 cmc

Si ottiene che il $M/M_r = 0.92$ dove $M_r = W_p \cdot f_{yk} / 1.5$ pertanto si ritiene verificato

14. Predimensionamento strutture lignee bar

Si realizzerà un bar in struttura lignea, del tipo prefabbricato, con dimensioni in pianta 2,6 x 5,6, con pilastri in legno 10 x 10 cm e pareti intelaiate con finitura in tavole di legno. La copertura sarà in legno, con due travi principali sul lato lungo 10 x 16 e travetti lignei 8 x 8.

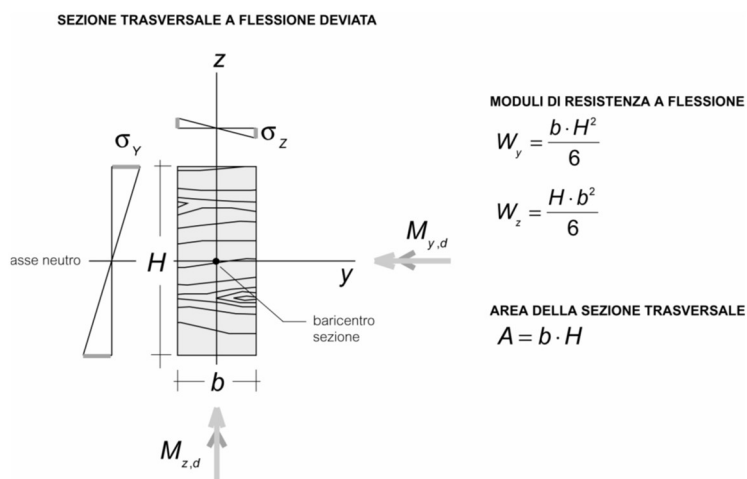
14.1. VERIFICA TRAVETTI 8*8 interasse 56 cm

► **Dati di progetto:** verifiche a temperatura ambiente
 Metodo di calcolo: E.C.5 (EN 1995-1-2:2004 – Parte 1-1)

Tipo di sezione resistente: rettangolare;
 dimensioni sezione lignea: $b \times H = 8,0 \text{ cm} \times 8,0 \text{ cm}$;
 altezza della sezione: $H = 8,0 \text{ cm}$;
 larghezza della sezione: $b = 8,0 \text{ cm}$;

Inclinazione asse trave: $\theta = 0^\circ$ (rispetto all'orizzontale);

Nota: se l'inclinazione θ dell'asse dell'elemento strutturale è diverso da zero, i limiti delle frecce verranno rapportati al calcolo dell'elemento con luce proiettata sull'orizzontale.



schema statico di calcolo: trave isostatica su singola campata;
 luce di calcolo: $L = 2,65 \text{ m}$ (intesa come proiezione in pianta);
 interasse (larghezza influenza carichi): $i_{\text{int}} = 56 \text{ cm}$;

inclinazione copertura/solaio piano: $\alpha = 0^\circ$ (inclinazione falda/solaio rispetto all'orizzontale);
 angolo di flessione deviata trave: $\beta = 0^\circ$ (valore nullo $\rightarrow$ flessione semplice);

tipo di legname: lamellare;
 classe di resistenza: GL24h (rif. norm. EN 1194: 1999);
 massa volumica (caratteristica/media): $\rho_{g,k} = 3,728 \text{ kN/m}^3$;
 resistenza (caratteristica) a flessione: $f_{m,g,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$;

resistenza (caratteristica) al taglio:	$f_{v,g,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$;
carichi permanenti caratteristici:	$G_{k,z} = 0,20 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);
carichi variabili caratteristici:	$g_{k,z} = (G_k \cdot i_{int}) / \cos \alpha + (P.p. \text{ trave})_\alpha = 0,14 \text{ kN/m}$; $Q_{k,z} = 0,80 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta); $q_{k,z} = Q_k \cdot i_{int} = 0,45 \text{ kN/m}$;
tipologia azioni agenti:	Cat. D: Ambienti ad uso commerciale;
valori coefficienti di combinazione: (tab. 2.5.I – D.M.14.01.2008)	$\psi_{0,j} = 0,70$; $\psi_{1,j} = 0,70$; $\psi_{2,j} = 0,60$;
classe di servizio:	classe 2;
classe di durata azioni variabili:	media;
coefficiente parziale di sicurezza: (EN 1995-1-1)	$\gamma_M = 1,25$ (per resistenza materiale); (per combinazioni fondamentali)
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_{M,fi} = 1,00$ (per resistenza materiale); (per combinazioni eccezionali: incendio);
coefficienti modello: (EN 1995:1-1)	$k_{mod,I} = 0,80$ (permanent + variabili); $k_{mod,II} = 0,60$ (solo permanenti);

► assetto carichi più gravoso: permanenti + variabili, con $k_{mod} = 0,80$;

Nota: considerato incremento di resistenza flessionale per dimensioni sezione rettangolare.

Fattore di incremento resistenza: $k_{h,y-y} = 1,15$ (per inflessione attorno asse y-y)

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod} = 0,80$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_{h,y-y} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_M = 17,66 \text{ N/mm}^2$;

taglio: $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M = 1,73 \text{ N/mm}^2$;

Verifiche resistenza (temperatura ambiente)

Moduli di resistenza sezione: $W_y = b \cdot H^2 / 6 = 85333 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);

Area sezione trasversale: $A = 6400 \text{ mm}^2$ (sezione integra);

Carichi lineari (nominali): $g_{k,z} = 0,14 \text{ kN/m}$ (permanenti);
 $q_{k,z} = 0,45 \text{ kN/m}$ (variabili);

Carichi lineari di progetto: $\gamma_G \cdot g_{k,z} = 0,18 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_G = 1,35$)
 $\gamma_Q \cdot q_{k,z} = 0,67 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_Q = 1,50$)

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo

Flettenti: $M_{y,d} = 0,75 \text{ kNm}$ $\rightarrow \sigma_{m,y,d} = M_{y,d} / W_y = 8,80 \text{ N/mm}^2$;
 Taglianti: $V_{z,d} = 1,13 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione deviata (retta):

coefficiente di ridistribuzione: $k_m = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);
 $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,50 \leq 1$ (soddisfacente);

$\tau_d = 1,5 \cdot V_{z,d} / A = 0,27 \text{ N/mm}^2$;

$$\tau_d/f_{v,d} = 0,15 \leq 1 \text{ (soddisfacente);}$$

Verifiche frecce di inflessione

Limiti frecce su lunghezza luce effettiva della trave (comunque inclinata):

$$(u_{2,ist})_{max} = L_{eff}/300;$$

$$(u_{2,fin})_{max} = L_{eff}/200;$$

$$(u_{net,fin})_{max} = L_{eff}/200.$$

Valore controfrecce iniziale fissata: $u_{0z} = 0 \text{ mm}$ (nel piano dell'asse forte);
 trave lignea per: copertura;
 ipotesi di trave con: inflessione nel piano di falda impedita;
 Momenti di inerzia sezione (integra): $J_y = b \cdot H^3/12 = 3413333 \text{ mm}^4$ (asse forte);

Moduli elastici legno: $E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$;
 $G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$;

Fattore classe di servizio: $k_{def} = 0,80$;
 coefficiente di combinazione: $\psi_{2,j} = 0,60$ (per carichi variabili di lungo periodo);

► Frecce istantanee

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi permanenti):

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k,z} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{g_{k,z} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 2,2 \text{ mm};$$

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi variabili):

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{k,z} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{q_{k,z} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 7,4 \text{ mm};$$

► Verifica a breve termine

I° verifica:

$$u_{2,ist} = 7,4 \text{ mm} \leq L/300 = 8,8 \text{ mm} \text{ (soddisfacente);}$$

► Verifiche a lungo termine

II° verifica (nell'eventualità di una controfrecce non nulla):

$$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_{2,j} \cdot k_{def}) = 10,9 \text{ mm} \leq L/200 = 13,3 \text{ mm} \text{ (soddisfacente);}$$

14.2. VERIFICA TRAVI 10*16

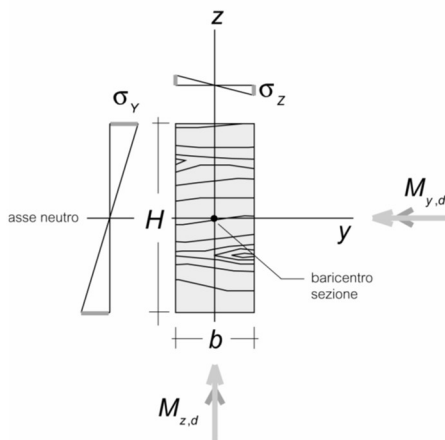
► Dati di progetto: verifiche a temperatura ambiente
 Metodo di calcolo: E.C.5 (EN 1995-1-2:2004 – Parte 1-1)

Tipo di sezione resistente: rettangolare;
 dimensioni sezione lignea: $b \times H = 10,0 \text{ cm} \times 16,0 \text{ cm}$;
 altezza della sezione: $H = 16,0 \text{ cm}$;
 larghezza della sezione: $b = 10,0 \text{ cm}$;

Inclinazione asse trave: $\theta = 0^\circ$ (rispetto all'orizzontale);

Nota: se l'inclinazione θ dell'asse dell'elemento strutturale è diverso da zero, i limiti delle frecce verranno rapportati al calcolo dell'elemento con luce proiettata sull'orizzontale.

SEZIONE TRASVERSALE A FLESSIONE DEVIATA



MODULI DI RESISTENZA A FLESSIONE

$$W_y = \frac{b \cdot H^2}{6}$$

$$W_z = \frac{H \cdot b^2}{6}$$

AREA DELLA SEZIONE TRASVERSALE

$$A = b \cdot H$$

schema statico di calcolo: trave isostatica su singola campata;
 luce di calcolo: $L = 2,40 \text{ m}$ (intesa come proiezione in pianta);
 interasse (larghezza influenza carichi): $i_{\text{int}} = 265 \text{ cm}$;

inclinazione copertura/solaio piano: $\alpha = 0^\circ$ (inclinazione falda/solaio rispetto all'orizzontale);
 angolo di flessione deviata trave: $\beta = 0^\circ$ (valore nullo $\rightarrow$ flessione semplice);

tipo di legname: lamellare;
 classe di resistenza: GL24h (rif. norm. EN 1194: 1999);
 massa volumica (caratteristica/media): $\rho_{g,k} = 3,728 \text{ kN/m}^3$;
 resistenza (caratteristica) a flessione: $f_{m,g,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$;
 resistenza (caratteristica) al taglio: $f_{v,g,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$;

carichi permanenti caratteristici: $G_{k,z} = 0,20 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);
 $g_{k,z} = (G_k \cdot i_{\text{int}}) / \cos \alpha + (P.p. \text{ trave})_\alpha = 0,59 \text{ kN/m}$;
 carichi variabili caratteristici: $Q_{k,z} = 0,80 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);
 $q_{k,z} = Q_k \cdot i_{\text{int}} = 2,12 \text{ kN/m}$;

tipologia azioni agenti: Cat. D: Ambienti ad uso commerciale;
 valori coefficienti di combinazione: $\psi_{0,j} = 0,70$; $\psi_{1,j} = 0,70$; $\psi_{2,j} = 0,60$;
 (tab. 2.5.I – D.M.14.01.2008)
 classe di servizio: classe 2;
 classe di durata azioni variabili: media;

coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_M = 1,25$ (per resistenza materiale);
 (EN 1995-1-1) (per combinazioni fondamentali)

Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_{M,fi} = 1,00$ (per resistenza materiale);
 (per combinazioni eccezionali: incendio);

coefficienti modello: $k_{mod,I} = 0,80$ (permanenti + variabili);
 (EN 1995:1-1) $k_{mod,II} = 0,60$ (solo permanenti);

► assetto carichi più gravoso: permanenti + variabili, con $k_{mod} = 0,80$;

Nota: considerato incremento di resistenza flessionale per dimensioni sezione rettangolare.

Fattore di incremento resistenza: $k_{h,y-y} = 1,15$ (per inflessione attorno asse y-y)

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod} = 0,80$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_{h,y-y} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_M = 17,66 \text{ N/mm}^2$;

taglio: $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M = 1,73 \text{ N/mm}^2$;

Verifiche resistenza (temperatura ambiente)

Moduli di resistenza sezione: $W_y = b \cdot H^2 / 6 = 426667 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);

Area sezione trasversale: $A = 16000 \text{ mm}^2$ (sezione integra);

Carichi lineari (nominali): $g_{k,z} = 0,59 \text{ kN/m}$ (permanenti);

$q_{k,z} = 2,12 \text{ kN/m}$ (variabili);

Carichi lineari di progetto: $\gamma_G \cdot g_{k,z} = 0,80 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_G = 1,35$)

$\gamma_Q \cdot q_{k,z} = 3,18 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_Q = 1,50$)

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo

Flettenti: $M_{y,d} = 2,86 \text{ kNm}$ $\rightarrow \sigma_{m,y,d} = M_{y,d} / W_y = 6,71 \text{ N/mm}^2$;

Taglianti: $V_{z,d} = 4,77 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione deviata (retta):

coefficiente di ridistribuzione: $k_m = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,38 \leq 1$ (soddisfacente);

$\tau_d = 1,5 \cdot V_{z,d} / A = 0,45 \text{ N/mm}^2$;

$\tau_d / f_{v,d} = 0,26 \leq 1$ (soddisfacente);

Verifiche frecce di inflessione

Limiti frecce su lunghezza luce effettiva della trave (comunque inclinata):

$(u_{2,ist})_{max} = L_{eff} / 300$;

$$(u_{2,fin})_{max} = L_{eff}/200;$$

$$(u_{net,fin})_{max} = L_{eff}/200.$$

Valore controfreccia iniziale fissata: $u_{0z} = 0$ mm (nel piano dell'asse forte);
 trave lignea per: copertura;
 ipotesi di trave con: inflessione nel piano di falda impedita;
 Momenti di inerzia sezione (integra): $J_y = b \cdot H^3/12 = 34133333 \text{ mm}^4$ (asse forte);

Moduli elastici legno: $E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$;
 $G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$;

Fattore classe di servizio: $k_{def} = 0,80$;
 coefficiente di combinazione: $\psi_{2,j} = 0,60$ (per carichi variabili di lungo periodo);

► Frecce istantanee

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi permanenti):

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k,z} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{g_{k,z} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 0,7 \text{ mm};$$

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi variabili):

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{k,z} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{q_{k,z} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 2,5 \text{ mm};$$

► Verifica a breve termine

I° verifica:

$$u_{2,ist} = 2,5 \text{ mm} \leq L/300 = 8,0 \text{ mm} \text{ (soddisfacente);}$$

► Verifiche a lungo termine

II° verifica (nell'eventualità di una controfreccia non nulla):

$$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_{2,j} \cdot k_{def}) = 3,7 \text{ mm} \leq L/200 = 12,0 \text{ mm} \text{ (soddisfacente);}$$

15. Predimensionamento pergolato in struttura metallica

Il pergolato in struttura metallica avrà dimensioni in pianta pari a circa 4 x 7,25 m, costituita da 6 pilastri 80 x 80 sp 4, travi 50 x 100 sp 4 e travetti passo 50 cm dim 40 x 80 sp. 2. Si procede pertanto con il predimensionamento degli elementi principali.

Travetti 40*80 sp 2:

Analisi dei carichi

Analisi Carichi	l [m]	kN/m ²	kN/m
			0,00
Totale Permanenti non Strutturali G₂			0,00
teli in maateriale plastico permeabili	0,50	0,20	0,10
			0,00
Peso proprio elemento	0,50	0,08	0,04
			0,00
Totale Permanenti Strutturali G₁			0,14
Carichi Accidentali Q	0,50	0,50	0,25

NB: come carichi variabili si è considerata l'azione del vento in direzione verticale

Calcolo del azioni M e V

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$						
Combinazioni di carico SLU						
γ_{G1}	1,3	γ_{G2}	1,5		γ_Q	1,5
$M_{ed,max}^{+} [KN*m]$	0,89	Grado di vincolo:		Semi-incastro	$V_{ed} [KN]$	1,11
$M_{ed,max}^{-} [KN*m]$	-0,89					

Pertanto considerando il Wp del tubo pari a 11,6 cmc

Si ottiene che il $M/M_r = 0.40$ dove $M_r = W_p \cdot f_{yk} / 1.5$ pertanto si ritiene verificato

Per quanto riguarda la trave principale 50*100 sp 3

Analisi dei carichi con area di carico pari a mezza campata:

Analisi Carichi	l [m]	kN/m ²	kN/m
			0,00
Totale Permanenti non Strutturali G₂			0,00
teli in materiale plastico permeabili	2,00	0,20	0,40
			0,00
Peso proprio elemento	1,00	0,07	0,07
			0,00
Totale Permanenti Strutturali G₁			0,47
Carichi Accidentali Q	2,00	0,50	1,00

NB: come carichi variabili si è considerata l'azione del vento in direzione verticale

Calcolo del azioni M e V

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$						
Combinazioni di carico SLU						
γ_{G1}	1,3	γ_{G2}	1,5		γ_Q	1,5
$M_{ed,max}^{+} [KN \cdot m]$	1,90	Grado di vincolo:		Semi-incastro	$V_{ed} [KN]$	3,16
$M_{ed,max}^{-} [KN \cdot m]$	-1,90					

Pertanto considerando il W_p del tubo pari a 26,7 cmc

Si ottiene che il $M/M_r = 0.38$ dove $M_r = W_p \cdot f_{yk} / 1.5$ pertanto si ritiene verificato.

16. Predimensionamento strutture campi da Padel

La presente relazione riguarda il progetto della struttura metallica del campo da Padel del tipo "Basic". L'intervento presenta un ingombro in pianta di 10,00x20,00 m.

Il campo sarà realizzato attraverso l'utilizzo di profilati metallici di classe S275 JR, sia per i montanti che per i traversi, sia per le piastre di base.

I profili utilizzati sono tutti tubolari cavi di dimensioni che vanno dagli 80x40x2 mm per i montanti, ai 40x40x2 mm. Le strutture utilizzate sono tutte modulari, e formate, lungo il lato lungo del campo, da portali di dimensione 3x2m e 4x2m.

I profili del portale risultano tra di loro saldati, mentre i vari portali sono uniti tra di loro con unioni di tipo bullonato.

A completamento della struttura saranno utilizzate lastre vetrate temperate, di spessore variabile tra i 10 ed i 12 mm, presenti lungo tutti e due i lati più corti del campo e per i primi 4 m lungo i due lati lunghi, aventi altezze diverse e varianti tra i 2,00 e i 3,00 m.

Le altre porzioni di campo saranno invece completate con una rete elettrosaldata ondulata di maglie di dimensioni 50x50mm.

Per la verifica dei profili è stata condotta un'analisi statica considerando la pressione del vento ripartita come carico distribuito sui montanti in quanto, in queste condizioni e per la tipologia strutturale, si ritiene che le sollecitazioni causate dalla pressione del vento siano superiori alle sollecitazioni provocate dal sisma. Inoltre sono state considerate delle forze orizzontali pari a 100 kg/ml per simulare l'urto contro la struttura.

Come indicato precedentemente la struttura risulta essere realizzata con profili in acciaio. Saranno realizzati dei moduli in officina e successivamente posati in opera saranno imbullonati gli uni con gli altri in modo da formare un'unica struttura di recinzione.

Di seguito si riporta un'immagine che rappresenta lo standard di un campo di Padel



16.1. Parametri per la definizione delle azioni di progetto

Azioni permanenti

PESI PROPRI

- Acciaio kg/mc 7850

- Vetro kg/mc 2500

Azioni variabili

VENTO

(Zona 2, rugosità D, CAT. ESPOSIZ. II, dist. Costa 0-30 km)

P= 70 Kg/mq

A favore di sicurezza si è considerato il coefficiente di forma = 1

URTO

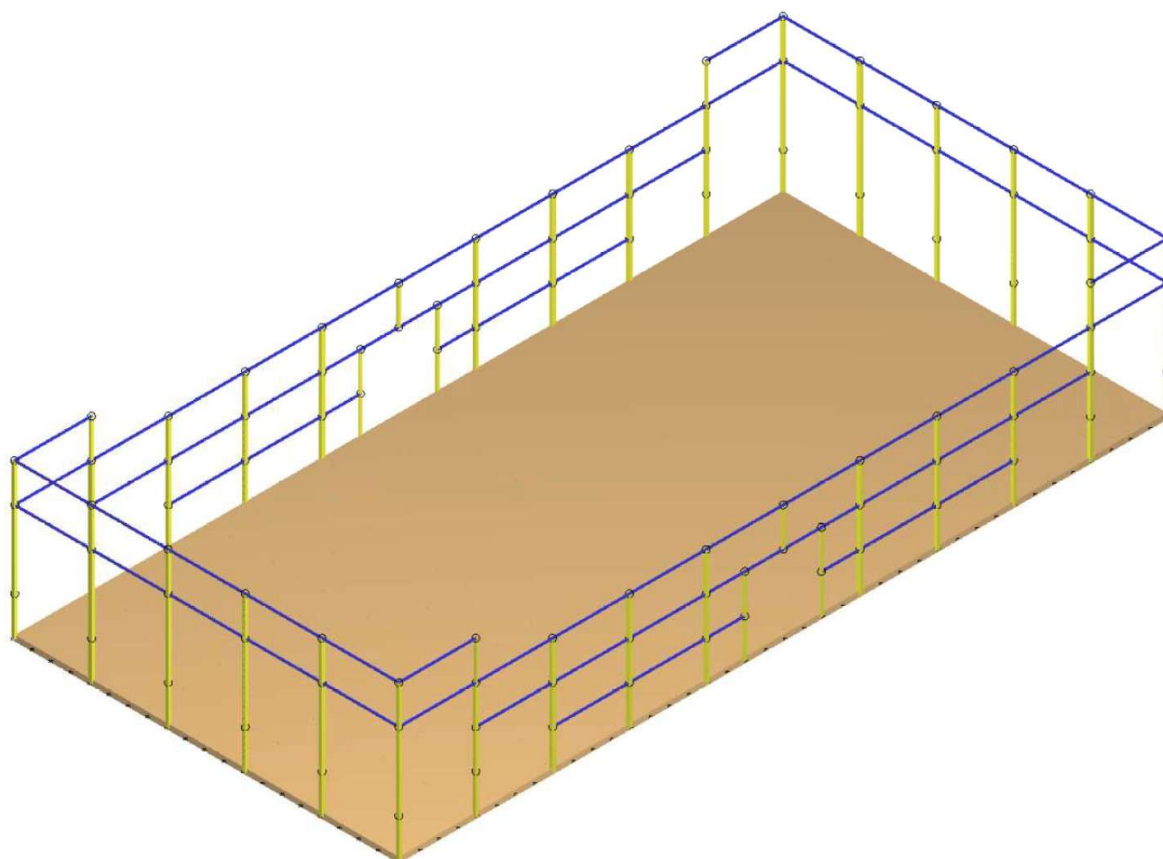
Si considera che una persona che colpisce la parete con una velocità di 20 km/h esercita una forza pari al peso proprio. A favore di sicurezza si considerano: kg 100/ml

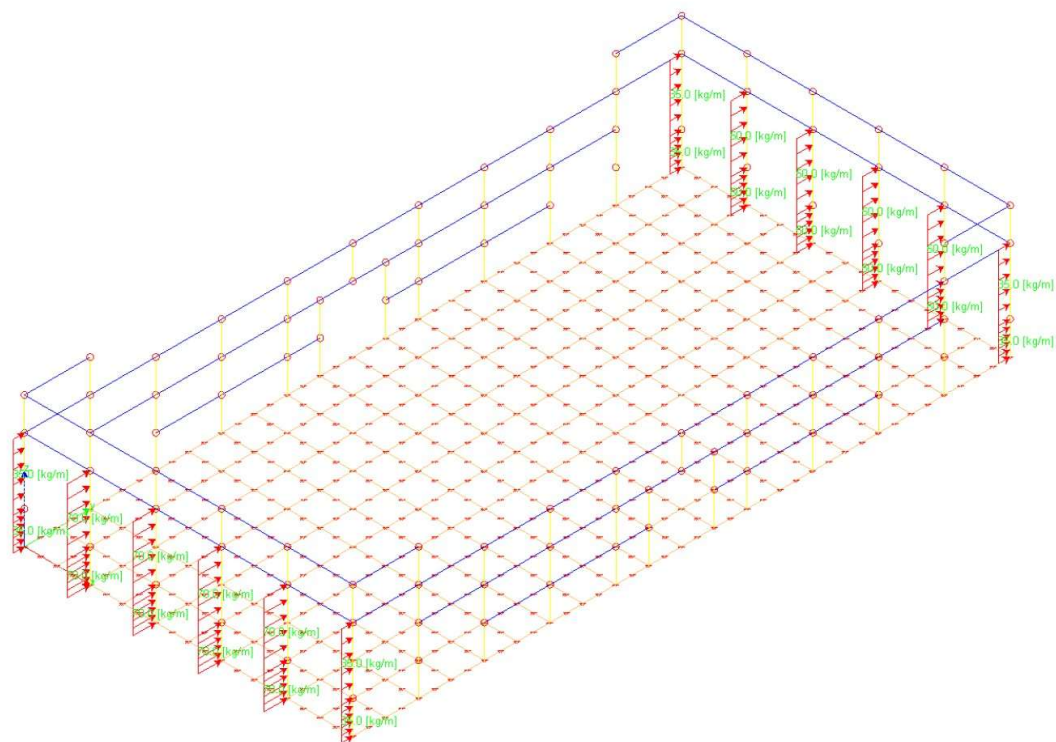
16.2. Descrizione del modello strutturale e conclusioni

E' stato condotto un modello numerico della struttura per determinare il suo comportamento nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi accidentali del vento e degli urti. Sono stati appositamente considerati incastrati tra loro tutti i profili, in quanto la loro unione sarà eseguita in officina tramite saldatura. Infatti tutti portali, come già enunciato, saranno prodotti non in opera ed assemblati poi in cantiere.

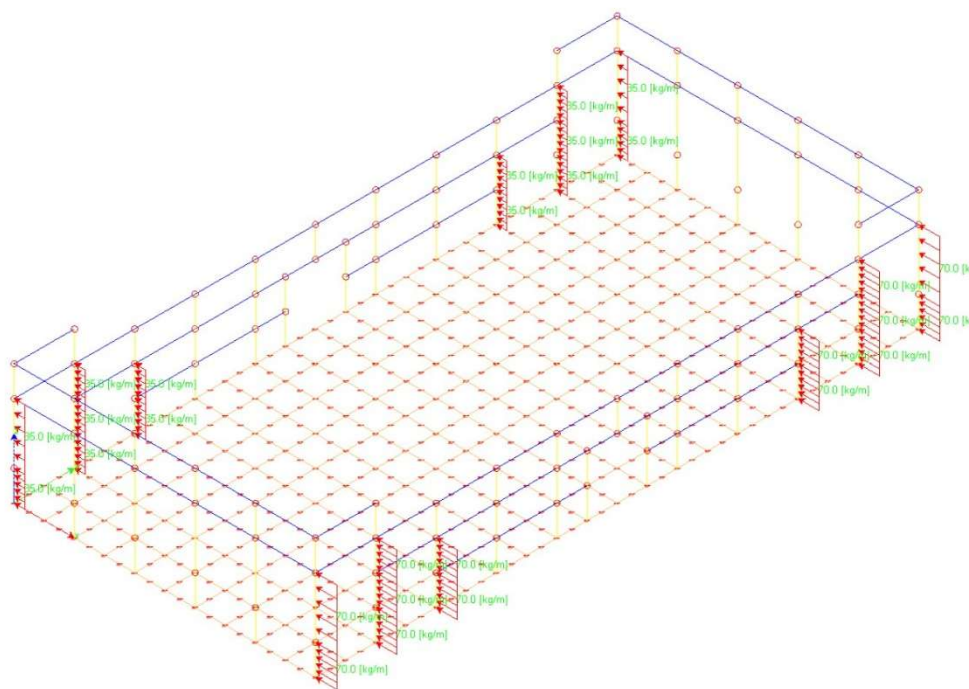
Solo il collegamento tra i portali sarà realizzato con collegamenti bullonati e idealizzato all'interno della modellazione con legami cinematici.

Si riporta uno schema solido dimensionale del campo:

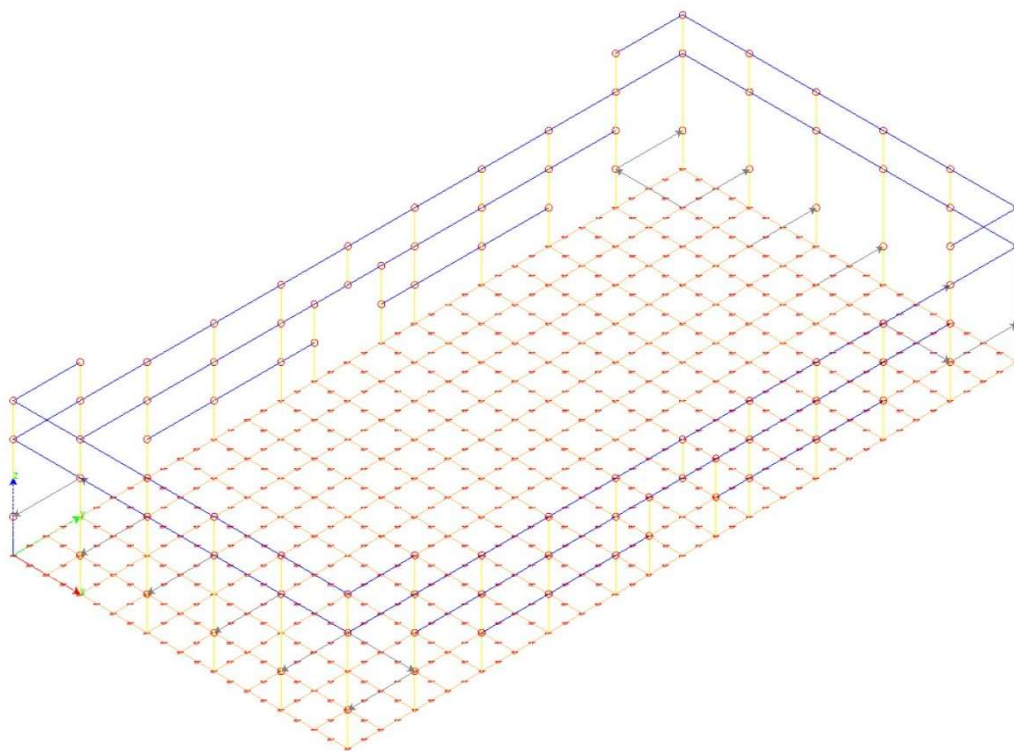




VENTO DIREZIONE Y



VENTO DIREZIONE X



URTI

Le verifiche effettuate hanno dato esiti soddisfacenti pertanto il dimensionamento preliminare è da ritenersi idoneo.

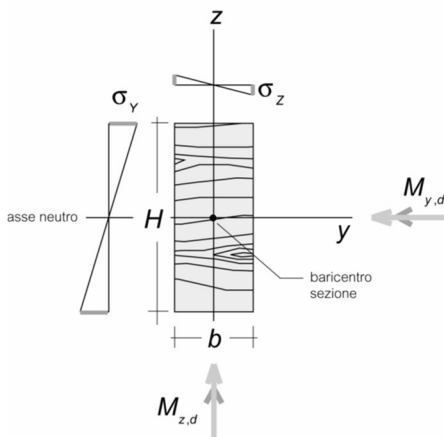
17. Predimensionamento strutture Tettoia 7 - c

A completamento del corpo bar e spogliatoi si prevede la realizzazione di una tettoia con copertura lignea appoggiata su 4 pilastri in acciaio. La struttura di copertura sarà costituita da due capriate lignee aventi catena e punto di sezione 20 * 20 cm, mentre l'impalcato della copertura sarà realizzato con arcarecci sempre in legno sezione 20x20, doppio tavolato di copertura, guaina impermeabilizzante e manto di copertura in coppi. Di seguito si riportano le verifiche dei principali elementi strutturali, secondo le dimensioni e luci riportate nell'elaborato grafico S1.

VERIFICA ARcarecci Lignei 20*20 TETTOIA 7C

► <u>Dati di progetto:</u>	<u>verifiche a temperatura ambiente</u>
Metodo di calcolo:	E.C.5 (EN 1995-1-2:2004 – Parte 1-1)
Tipo di sezione resistente:	rettangolare;
dimensioni sezione lignea:	$b \times H = 20,0 \text{ cm} \times 20,0 \text{ cm}$
altezza della sezione:	$H = 20,0 \text{ cm}$;
larghezza della sezione:	$b = 20,0 \text{ cm}$;

SEZIONE TRASVERSALE A FLESSIONE DEVIATA



MODULI DI RESISTENZA A FLESSIONE

$$W_y = \frac{b \cdot H^2}{6}$$

$$W_z = \frac{H \cdot b^2}{6}$$

AREA DELLA SEZIONE TRASVERSALE

$$A = b \cdot H$$

schema statico di calcolo:	trave isostatica su singola campata;
luce di calcolo:	$L = 4,98 \text{ m}$ (intesa come proiezione in pianta);
interasse (larghezza influenza carichi):	$i_{\text{int}} = 104 \text{ cm}$;
inclinazione copertura/solaio piano:	$\alpha = 0^\circ$ (inclinazione falda/solaio rispetto all'orizzontale);
angolo di flessione deviata trave:	$\beta = 17^\circ$ (valore nullo $\rightarrow$ flessione semplice);
tipo di legname:	lamellare;
classe di resistenza:	GL24h (rif. norm. EN 1194: 1999);
massa volumica (caratteristica/media):	$\rho_{g,k} = 3,728 \text{ kN/m}^3$;
resistenza (caratteristica) a flessione:	$f_{m,g,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$;
resistenza (caratteristica) al taglio:	$f_{v,g,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$;
carichi permanenti caratteristici:	$G_{k,z} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);
carichi variabili caratteristici:	$g_{k,z} = (G_{k,i_{\text{int}}})/\cos\alpha + (P.p. \text{ trave})_\alpha = 1,71 \text{ kN/m}$; $Q_{k,z} = 0,80 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta); $q_{k,z} = Q_{k,i_{\text{int}}} = 0,83 \text{ kN/m}$;
tipologia azioni agenti:	Cat. D: Ambienti ad uso commerciale;
valori coefficienti di combinazione:	$\psi_{0,j} = 0,70$; $\psi_{1,j} = 0,70$; $\psi_{2,j} = 0,60$;
(tab. 2.5.I – D.M.14.01.2008)	
classe di servizio:	classe 2;
classe di durata azioni variabili:	media;
coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_M = 1,25$ (per resistenza materiale);
(EN 1995-1-1)	(per combinazioni fondamentali)
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_{M,fi} = 1,00$ (per resistenza materiale);
	(per combinazioni eccezionali: incendio);
coefficienti modello:	$k_{\text{mod},I} = 0,80$ (permanenti + variabili);

(EN 1995:1-1)

► assetto carichi più gravoso:

$k_{mod,II} = 0,60$ (solo permanenti);
permanent + variabili, con $k_{mod} = 0,80$;

Nota: considerato incremento di resistenza flessionale per dimensioni sezione rettangolare.

Fattori di incremento resistenza:

$k_{h,y-y} = 1,15$ (per inflessione attorno asse y-y)
 $k_{h,z-z} = 1,15$ (per inflessione attorno asse z-z);

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod} = 0,80$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_{h,y-y} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_M = 17,66 \text{ N/mm}^2$;
taglio: $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M = 1,73 \text{ N/mm}^2$;

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse z-z), con $k_{mod} = 0,80$:

flessione: $f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot k_{h,z-z} \cdot f_{m,g,k,z} / \gamma_M = 17,66 \text{ N/mm}^2$;
taglio: $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M = 1,73 \text{ N/mm}^2$;

Verifiche resistenza (temperatura ambiente)

Moduli di resistenza sezione: $W_y = b \cdot H^2 / 6 = 1333333 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);
 $W_z = H \cdot b^2 / 6 = 1333333 \text{ mm}^3$ (lato debole sezione);
Area sezione trasversale: $A = 40000 \text{ mm}^2$ (sezione integra);

Carichi lineari (nominali): $g_{k,z} = 1,71 \text{ kN/m}$ (permanenti);
 $q_{k,z} = 0,83 \text{ kN/m}$ (variabili);

Carichi lineari di progetto: $\gamma_G \cdot g_{k,z} = 2,31 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_G = 1,35$)
 $\gamma_Q \cdot q_{k,z} = 1,25 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_Q = 1,50$)

Flessione deviata (attorno asse y-y): $g_{z,d,\beta} = \gamma_G \cdot g_{k,z} \cdot \cos \beta = 2,21 \text{ kN/m}$ (permanenti);
 $q_{z,d,\beta} = \gamma_Q \cdot q_{k,z} \cdot \cos \beta = 1,19 \text{ kN/m}$ (variabili);

Flessione deviata (attorno asse z-z): $g_{y,d,\beta} = \gamma_G \cdot g_{k,y} \cdot \sin \beta = 0,67 \text{ kN/m}$ (permanenti);
 $q_{y,d,\beta} = \gamma_Q \cdot q_{k,y} \cdot \sin \beta = 0,36 \text{ kN/m}$ (variabili);

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo

Flettenti: $M_{y,d} = 10,54 \text{ kNm}$ $\rightarrow \sigma_{m,y,d} = M_{y,d} / W_y = 7,91 \text{ N/mm}^2$;
 $M_{z,d} = 3,22 \text{ kNm}$ $\rightarrow \sigma_{m,z,d} = M_{z,d} / W_z = 2,42 \text{ N/mm}^2$;

Taglienti: $V_{z,d} = 8,47 \text{ kN}$;
 $V_{y,d} = 2,59 \text{ kN}$.

risultante vettoriale taglio: $\sqrt{[(V_{z,d})^2 + (V_{y,d})^2]} = 8853 \text{ N}$;

► Esiti verifiche flessione deviata (retta):

coefficiente di ridistribuzione: $k_m = 0,7$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);
 $k_m \cdot (\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) = 0,45 \leq 1$ (soddisfacente);
 $(\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}) + k_m \cdot (\sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}) = 0,54 \leq 1$ (soddisfacente);

$\tau_d = 1,5 \cdot \sqrt{[(V_{z,d})^2 + (V_{y,d})^2]} / A = 0,33 \text{ N/mm}^2$;
 $\tau_d / f_{v,d} = 0,19 \leq 1$ (soddisfacente);

Verifiche frecce di inflessione

Valore controfrecce iniziale: $u_{0z} = 0 \text{ mm}$ (nel piano dell'asse forte);
trave lignea per: copertura;

ipotesi di trave con: inflessione nel piano di falda non impedita;
 Momenti di inerzia sezione (integra): $J_y = b \cdot H^3 / 12 = 133333333 \text{ mm}^4$ (asse forte);
 $J_z = H \cdot b^3 / 12 = 133333333 \text{ mm}^4$ (asse debole);

Moduli elastici legno: $E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$;
 $G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$;

Fattore classe di servizio: $k_{def} = 0,80$;
 coefficiente di combinazione: $\psi_{2,j} = 0,60$ (per carichi variabili di lungo periodo);

► Freccie istantanee

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi permanenti):

$$u_{1,ist,Z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k,z,\beta} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{g_{k,z,\beta} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 8,7 \text{ mm};$$

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse y-y (carichi permanenti):

$$u_{1,ist,Y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k,y,\beta} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_z} + \chi \frac{g_{k,y,\beta} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 2,7 \text{ mm};$$

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi variabili):

$$u_{2,ist,Z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{k,z,\beta} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{q_{k,z,\beta} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 4,2 \text{ mm};$$

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse y-y (carichi variabili):

$$u_{2,ist,Y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{k,y,\beta} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_z} + \chi \frac{q_{k,y,\beta} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 1,3 \text{ mm};$$

► Verifica a breve termine

I° verifica:

$$u_{2,ist,TOT} = \sqrt{[(u_{2,ist,Z})^2 + (u_{2,ist,Y})^2]} = 4,4 \text{ mm} \leq u_{2,ist,TOT}/300 = 16,6 \text{ mm (soddisfacente)};$$

► Verifiche a lungo termine

II° verifica (nell'eventualità di una controfreccia non nulla):

$$u_{2,fin,TOT} = u_{2,ist,TOT} \cdot (1 + \psi_{2,j} \cdot k_{def}) = 6,5 \text{ mm} \leq u_{2,fin,TOT}/200 = 24,9 \text{ mm (soddisfacente)};$$

III° verifica freccia netta complessiva

$$u_{1,ist,TOT} = \sqrt{[(u_{1,ist,Z})^2 + (u_{1,ist,Y})^2]} = 9,1 \text{ mm};$$

$$u_{1,fin,TOT} = u_{1,ist,TOT} \cdot (1 + k_{def}) = 16,3 \text{ mm};$$

$$u_{net,fin,TOT} = u_{1,fin,TOT} + u_{2,fin,TOT} = 22,9 \text{ mm} \leq u_{net,fin,TOT}/200 = 24,9 \text{ mm (soddisfacente)}.$$

► Dati di progetto:

Metodo di calcolo:

verifiche in condizioni eccezionali di incendio

sezione efficace (EN 1995-1-2);

fattore parziale sicurezza (incendio): $\gamma_{M,fi} = 1,00$;
 coefficiente carichi permanenti: $\gamma_{GA} = 1,00$ (situazione eccezionale di incendio);
 parametro di incendio: $k_{fi} = 1,15$ (passaggio carichi da frattile 5% a 20%);
 fattore modello (incendio): $k_{mod,fi} = 1,00$;
 velocità di carbonizzazione: $\beta_n = 0,80 \text{ mm/min}$;
 classe esposizione al fuoco: $C = 40 \text{ min}$;
 profondità efficace carbonizzazione: $d_{eff} = \beta_n \cdot C + 7 \text{ mm} = 3,9 \text{ cm}$;
 dimensioni sezione integra: $b = 20,0 \text{ cm}$;

tipo di esposizione al fuoco:	H = 20,0 cm;
ampiezze lunghezze carbonizzate:	su 3 lati (sorgente da intradosso); $\Delta b = 7,8$ cm (complessiva lungo l'asse y-y); $\Delta H = 3,9$ cm (complessiva lungo l'asse z-z)
Dimensioni sezione carbonizzata:	$b_{eff} = b - \Delta b = 12,2$ cm;
	$H_{eff} = H - \Delta H = 16,1$ cm;
sezione residua resistente:	$A_{eff} = 19642$ mm ²
moduli di resistenza (effettivi):	$W_{y,eff} = b_{eff} \cdot H_{eff}^2 / 6 = 527060$ mm ³ (lato forte sezione); $W_{z,eff} = H_{eff} \cdot b_{eff}^2 / 6 = 399387$ mm ³ (lato debole sezione);

► Resistenze di progetto (incendio)

Resistenze di progetto considerate (inflexione attorno asse y-y), con $k_{mod,fi} = 1,00$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_{M,fi} = 31,74$ N/mm²;
taglio: $f_{v,d} = k_{mod,fi} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_{M,fi} = 3,11$ N/mm²;

Resistenze di progetto considerate (inflexione attorno asse z-z), con $k_{mod,fi} = 1,00$:

flessione: $f_{m,z,d} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{m,g,k,z} / \gamma_{M,fi} = 31,74$ N/mm²;
taglio: $f_{v,d} = k_{mod,fi} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_{M,fi} = 3,11$ N/mm²;

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (temperatura ambiente e trave integra)

peso proprio e permanenti portati: $g_{k,z} = 1,71$ kN/m;
 $q_{k,z} = 0,83$ kN/m;

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (incendio e trave parzialmente carbonizzata)

coefficiente di combinazione: $\psi_{1,j} = 0,50$ (per azioni variabili);
peso proprio e permanenti portati: $1,0 \cdot g_{k,z} = 1,71$ kN/m (condizione di incendio);
variabili (proiezione verticale): $\psi_{1,j} \cdot q_{k,z} = 0,42$ kN/m (condizioni di incendio);

fattore di conversione: $\eta_{fi} = \frac{\gamma_{GA} \cdot g_k + \psi_{2,j} \cdot q_k}{\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k} = 0,60$;

Flessione deviata (attorno asse y-y): $g_{z,d,\beta} = \gamma_{GA} \cdot g_{k,z} \cdot \cos\beta = 1,63$ kN/m (permanenti);
 $q_{z,d,\beta} = \psi_{1,j} \cdot q_{k,z} \cdot \cos\beta = 0,40$ kN/m (variabili);

Flessione deviata (attorno asse z-z): $g_{y,d,\beta} = \gamma_{GA} \cdot g_{k,y} \cdot \sin\beta = 0,50$ kN/m (permanenti);
 $q_{y,d,\beta} = \psi_{1,j} \cdot q_{k,y} \cdot \sin\beta = 0,12$ kN/m (variabili);

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo: incendio

Flettenti: $M_{y,d,eff} = 6,30$ kNm $\rightarrow \sigma_{m,y,d,eff} = M_{y,d,eff} / W_y = 11,95$ N/mm²;
 $M_{z,d,eff} = 1,93$ kNm $\rightarrow \sigma_{m,z,d,eff} = M_{z,d,eff} / W_z = 4,82$ N/mm²;

Taglianti: $V_{z,d,eff} = 5,06$ kN;
 $V_{y,d,eff} = 1,55$ kN.

risultante vettoriale taglio: $\sqrt{[(V_{z,d,eff})^2 + (V_{y,d,eff})^2]} = 5292$ N;

► Esiti verifiche flessione deviata:

coefficiente di ridistribuzione: $k_m = 0,7$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);

$k_m \cdot (\sigma_{m,y,d,eff} / f_{m,y,d}) + (\sigma_{m,z,d,eff} / f_{m,z,d}) = 0,42 \leq 1$ (soddisfacente);

$(\sigma_{m,y,d,eff} / f_{m,y,d}) + k_m \cdot (\sigma_{m,z,d,eff} / f_{m,z,d}) = 0,48 \leq 1$ (soddisfacente);

$\tau_{d,eff} = 1,5 \cdot \sqrt{[(V_{z,d,eff})^2 + (V_{y,d,eff})^2]} / A_{eff} = 0,40$ N/mm²;

$\tau_{d,eff} / f_{v,d} = 0,13 \leq 1$ (soddisfacente).

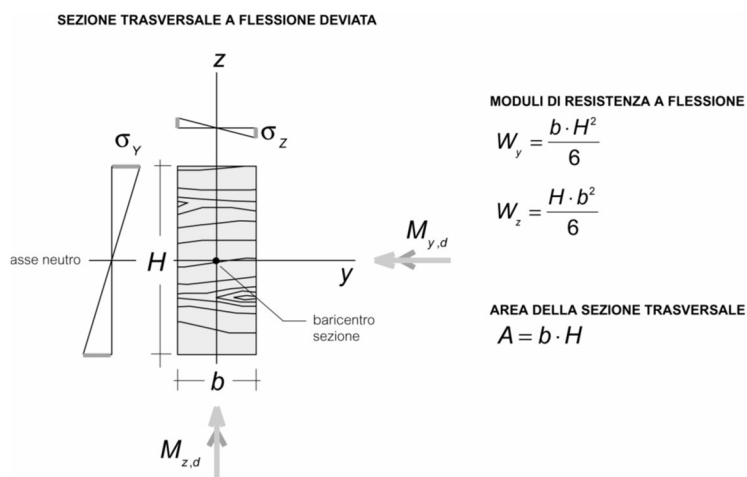
VERIFICA PUNTONE CAPIRATA LIGNEA 20*20

► Dati di progetto: verifiche a temperatura ambiente
Metodo di calcolo: E.C.5 (EN 1995-1-2:2004 – Parte 1-1)

Tipo di sezione resistente: rettangolare;
dimensioni sezione lignea: $b \times H = 20,0 \text{ cm} \times 20,0 \text{ cm}$;
altezza della sezione: $H = 20,0 \text{ cm}$;
larghezza della sezione: $b = 20,0 \text{ cm}$;

Inclinazione asse trave: $\theta = 0^\circ$ (rispetto all'orizzontale);

Nota: se l'inclinazione θ dell'asse dell'elemento strutturale è diverso da zero, i limiti delle frecce verranno rapportati al calcolo dell'elemento con luce proiettata sull'orizzontale.



schema statico di calcolo: trave isostatica su singola campata;
luce di calcolo: $L = 4,26 \text{ m}$ (intesa come proiezione in pianta);
interasse (larghezza influenza carichi): $l_{\text{int}} = 249 \text{ cm}$;

inclinazione copertura/solaio piano: $\alpha = 17^\circ$ (inclinazione falda/solaio rispetto all'orizzontale);
angolo di flessione deviata trave: $\beta = 0^\circ$ (valore nullo $\rightarrow$ flessione semplice);

tipo di legname: lamellare;
classe di resistenza: GL24h (rif. norm. EN 1194: 1999);
massa volumica (caratteristica/media): $\rho_{g,k} = 3,728 \text{ kN/m}^3$;
resistenza (caratteristica) a flessione: $f_{m,g,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$;
resistenza (caratteristica) al taglio: $f_{v,g,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$;

carichi permanenti caratteristici: $G_{k,z} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);
 $g_{k,z} = (G_k \cdot l_{\text{int}}) / \cos \alpha + (P.p. \text{ trave})_\alpha = 4,05 \text{ kN/m}$;
carichi variabili caratteristici: $Q_{k,z} = 0,80 \text{ kN/m}^2$ (proiezione in pianta);
 $q_{k,z} = Q_k \cdot l_{\text{int}} = 1,99 \text{ kN/m}$;

tipologia azioni agenti: Cat. D: Ambienti ad uso commerciale;
valori coefficienti di combinazione: $\psi_{0,j} = 0,70$; $\psi_{1,j} = 0,70$; $\psi_{2,j} = 0,60$;
(tab. 2.5.I – D.M.14.01.2008)
classe di servizio: classe 2;
classe di durata azioni variabili: media;

coefficiente parziale di sicurezza: (EN 1995-1-1)	$\gamma_M = 1,25$ (per resistenza materiale); (per combinazioni fondamentali)
Coefficiente parziale di sicurezza:	$\gamma_{M,fi} = 1,00$ (per resistenza materiale); (per combinazioni eccezionali: incendio);
coefficienti modello: (EN 1995:1-1)	$k_{mod,I} = 0,80$ (permanenti + variabili); $k_{mod,II} = 0,60$ (solo permanenti);
► <u>assetto carichi più gravoso:</u>	permanenti + variabili, con $k_{mod} = 0,80$;

Nota: considerato incremento di resistenza flessionale per dimensioni sezione rettangolare.

Fattore di incremento resistenza: $k_{h,y-y} = 1,15$ (per inflessione attorno asse y-y)

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod} = 0,80$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot k_{h,y-y} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_M = 17,66 \text{ N/mm}^2$;

taglio: $f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_M = 1,73 \text{ N/mm}^2$;

Verifiche resistenza (temperatura ambiente)

Moduli di resistenza sezione: $W_y = b \cdot H^2 / 6 = 1333333 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);

Area sezione trasversale: $A = 40000 \text{ mm}^2$ (sezione integra);

Carichi lineari (nominali): $g_{k,z} = 4,05 \text{ kN/m}$ (permanenti);
 $q_{k,z} = 1,99 \text{ kN/m}$ (variabili);

Carichi lineari di progetto: $\gamma_G \cdot g_{k,z} = 5,47 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_G = 1,35$)
 $\gamma_Q \cdot q_{k,z} = 2,99 \text{ kN/m}$; ($\rightarrow \gamma_Q = 1,50$)

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo

Flettenti: $M_{y,d} = 19,20 \text{ kNm}$ $\rightarrow \sigma_{m,y,d} = M_{y,d} / W_y = 14,40 \text{ N/mm}^2$;

Taglianti: $V_{z,d} = 18,02 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione deviata (retta):

coefficiente di ridistribuzione: $k_m = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);
 $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,82 \leq 1$ (soddisfacente);

$\tau_d = 1,5 \cdot V_{z,d} / A = 0,68 \text{ N/mm}^2$;
 $\tau_d / f_{v,d} = 0,39 \leq 1$ (soddisfacente);

Verifiche frecce di inflessione

Limiti frecce su lunghezza luce effettiva della trave (comunque inclinata):

$(u_{2,ist})_{max} = L_{eff} / 300$;

$(u_{2,fin})_{max} = L_{eff} / 200$;

$(u_{net,fin})_{max} = L_{eff} / 200$.

Valore controfrecce iniziale fissata: $u_{0z} = 0 \text{ mm}$ (nel piano dell'asse forte);
 trave lignea per: copertura;
 ipotesi di trave con: inflessione nel piano di falda impedita;

Momenti di inerzia sezione (integra): $J_y = b \cdot H^3 / 12 = 133333333 \text{ mm}^4$ (asse forte);

Moduli elastici legno: $E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$;
 $G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$;

Fattore classe di servizio: $k_{def} = 0,80$;
 coefficiente di combinazione: $\psi_{2,j} = 0,60$ (per carichi variabili di lungo periodo);

Nota bene: se l'inclinazione θ dell'asse dell'elemento strutturale è diversa da zero, i limiti delle frecce verranno comunque espressi in funzione della lunghezza in pianta dell'elemento strutturale ($L = L_{eff} \cdot \cos \theta$); mentre, il calcolo dei valori delle frecce verranno computati come abbassamento della mezzeria lungo la direzione $\perp$ all'asse comunque inclinato dell'elemento strutturale.

► Frecce istantanee

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi permanenti):

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{k,z} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{g_{k,z} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 11,6 \text{ mm};$$

Freccia istantanea per inflessioni nel piano dell'asse z-z (carichi variabili):

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{k,z} \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J_y} + \chi \frac{q_{k,z} \cdot L^2}{8 \cdot G_{mean} \cdot A} = 5,7 \text{ mm};$$

► Verifica a breve termine

I° verifica:

$u_{2,ist} = 5,7 \text{ mm} \leq L/300 = 14,2 \text{ mm}$ (soddisfacente);

► Verifiche a lungo termine

II° verifica (nell'eventualità di una contofreccia non nulla):

$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_{2,j} \cdot k_{def}) = 8,5 \text{ mm} \leq L/200 = 21,3 \text{ mm}$ (soddisfacente);

► Dati di progetto:

verifiche in condizioni eccezionali di incendio

Metodo di calcolo: sezione efficace (EN 1995-1-2);

fattore parziale sicurezza (incendio):	$\gamma_{M,fi} = 1,00$;
coefficiente carichi permanenti:	$\gamma_{GA} = 1,00$ (situazione eccezionale di incendio);
parametro di incendio:	$k_{fi} = 1,15$ (passaggio carichi da frattile 5% a 20%);
fattore modello (incendio):	$k_{mod,fi} = 1,00$;
velocità di carbonizzazione:	$\beta_n = 0,80 \text{ mm/min}$;
classe esposizione al fuoco:	$C = 40 \text{ min}$;
profondità efficace carbonizzazione:	$d_{eff} = \beta_n \cdot C + 7 \text{ mm} = 3,9 \text{ cm}$;
dimensioni sezione integra:	$b = 20,0 \text{ cm}$; $H = 20,0 \text{ cm}$;
tipo di esposizione al fuoco:	su 3 lati (sorgente da intradosso);
ampiezze lunghezze carbonizzate:	$\Delta b = 7,8 \text{ cm}$ (complessiva lungo l'asse y-y); $\Delta H = 3,9 \text{ cm}$ (complessiva lungo l'asse z-z)

Dimensioni sezione carbonizzata:	$b_{eff} = b - \Delta b = 12,2 \text{ cm}$; $H_{eff} = H - \Delta H = 16,1 \text{ cm}$;
sezione residua resistente:	$A_{eff} = 19642 \text{ mm}^2$
moduli di resistenza (effettivi):	$W_{y,eff} = b_{eff} \cdot H_{eff}^2 / 6 = 527060 \text{ mm}^3$ (lato forte sezione);

► Resistenze di progetto (incendio)

Resistenze di progetto considerate (inflessione attorno asse y-y), con $k_{mod,fi} = 1,00$:

flessione: $f_{m,y,d} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{m,g,k,y} / \gamma_{M,fi} = 31,74 \text{ N/mm}^2$;
 taglio: $f_{v,d} = k_{mod,fi} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_{M,fi} = 3,11 \text{ N/mm}^2$;

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (temperatura ambiente e trave integra)

peso proprio e permanenti portati: $g_{k,z} = 4,05 \text{ kN/m}$;
 $q_{k,z} = 1,99 \text{ kN/m}$;

CARICHI LINEARI CARATTERISTICI (incendio e trave parzialmente carbonizzata)

coefficiente di combinazione: $\psi_{1,j} = 0,50$ (per azioni variabili);
 peso proprio e permanenti portati: $1,0 \cdot g_{k,z} = 4,05 \text{ kN/m}$ (condizione di incendio);
 variabili (proiezione verticale): $\psi_{1,j} \cdot q_{k,z} = 1,00 \text{ kN/m}$ (condizioni di incendio);

fattore di conversione: $\eta_{fi} = \frac{\gamma_{GA} \cdot g_k + \psi_{2,j} \cdot q_k}{\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k} = 0,60$;

Flessione retta (attorno asse y-y): $g_{z,d} = \gamma_{GA} \cdot g_{k,z} = 4,05 \text{ kN/m}$ (permanenti);
 $q_{z,d} = \psi_{1,j} \cdot q_{k,z} = 1,00 \text{ kN/m}$ (variabili);

► Sollecitazioni e tensioni di calcolo: incendio

Flettenti: $M_{y,d,eff} = 11,46 \text{ kNm} \rightarrow \sigma_{m,y,d,eff} = M_{y,d}/W_y = 21,74 \text{ N/mm}^2$;

Taglianti: $V_{z,d,eff} = 10,76 \text{ kN}$;

► Esiti verifiche flessione retta:

coefficiente di ridistribuzione: $k_m = 1,0$ (1 per sez. rettangolari in flessione semplice);
 $\sigma_{m,y,d,eff}/f_{m,y,d} = 0,68 \leq 1$ (soddisfacente);

► Esito verifica taglio:

$\tau_{d,eff} = 1,5 \cdot V_{z,d,eff}/A_{eff} = 0,82 \text{ N/mm}^2$;
 $\tau_{d,eff}/f_{v,d} = 0,26 \leq 1$ (soddisfacente).

18. Predimensionamento PISCINA INTERRATA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento strutturale delle pareti di contenimento di una piscina interrata, avente profondità pari a 1,50 m, realizzate mediante lamiera metallica bullonata, sostenuta da colonne in acciaio con contrafforti triangolari, ancorate a fondazione in cemento armato.

Le strutture hanno la funzione di contenere il terreno esterno e l'acqua interna alla vasca, garantendo la sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio.

18.1. Geometria e schema strutturale

La piscina è completamente interrata, con altezza delle pareti pari a 1,50 m.

Il sistema strutturale è costituito da:

- pareti verticali in lamiera d'acciaio S275, spessore costante;
- colonne metalliche verticali, disposte con interasse pari a circa 1,50 m, incastrate alla base nella fondazione in c.a.;
- contrafforti triangolari metallici, collegati alle colonne e alla fondazione, con funzione di riduzione dei momenti flettenti;
- fondazione in cemento armato, costituita da platea in c.a. spessore 25 cm.

La lamiera è bullonata alle colonne, con comportamento di appoggio semplice.

18.2. Caratteristiche dei materiali

Acciaio strutturale

- Tipo: S275
- Tensione di snervamento:
 $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Modulo elastico:
 $E = 210 \text{ GPa}$

Calcestruzzo

- Classe minima prevista: C25/30
- Acciaio per armature: B450C

18.3. Caratteristiche geotecniche e drenaggio

Il terreno esterno alle pareti è costituito da ghiaia drenante, opportunamente compattata, con le seguenti caratteristiche indicative:

- Peso di volume:
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:
 $\phi \approx 35\text{--}40^\circ$

È previsto sistema drenante continuo costituito da:

- strato di ghiaia;
- geotessile;
- tubo drenante alla base con scarico libero.

In tal modo si esclude la presenza di sovrappressioni idrauliche.

18.4. Azioni agenti

Spinta dell'acqua (condizione più gravosa)

La spinta idrostatica è assunta di tipo triangolare:

$P_w = 1/2 \gamma_w H^2$ con:

- $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$
- $H = 1,50 \text{ m}$

$P_w = 11,0 \text{ kN/m}$

La risultante agisce a $H/3$ dal piede della parete.

Spinta del terreno

La spinta del terreno è valutata secondo la teoria di Rankine in condizioni attive:

$P_t = 1/2 K_a \gamma H^2$ con $K_a \approx 0,25$

$P_t \approx 5,0 \text{ kN/m}$

Tale condizione risulta meno gravosa rispetto alla spinta dell'acqua.

Le verifiche sono condotte considerando:

- piscina piena – terreno esterno drenato (condizione più gravosa);
- piscina vuota – terreno esterno (verifica inversione sollecitazioni).

18.5. Verifica delle pareti in lamiera

La lamiera è modellata come piastra verticale appoggiata sui montanti, soggetta a carico distribuito variabile lungo l'altezza.

Calcolando pertanto il momento massimo per ogni metro di lamiera $M = 2.05 \text{ KNm/m}$

Dalle verifiche allo stato limite ultimo risulta che uno spessore pari a:

$t = 8 \text{ mm}$ in acciaio S275 garantisce ampi margini di sicurezza sia nei confronti delle tensioni ammissibili sia della deformabilità.

18.6. Verifica delle colonne metalliche

Le colonne sono modellate come mensole incastrate alla base, soggette alle azioni trasmesse dalla lamiera.

Calcolando pertanto il momento massimo $M = 4.1 \text{ KNm}$

La presenza dei contrafforti consente una significativa riduzione del momento flettente alla base. È adottata una sezione:

Tubolare $120 \times 120 \times 6 \text{ mm}$ in acciaio S275

Le verifiche a pressoflessione e stabilità risultano soddisfatte.

18.7. Verifica dei contrafforti

I contrafforti sono dimensionati per assorbire parte delle azioni orizzontali trasformandole in sforzi assiali.

Sezione adottata:

Tubolare $80 \times 80 \times 4 \text{ mm}$

Le verifiche a compressione e trazione risultano ampiamente soddisfatte.

18.8. Collegamenti bullonati

Il collegamento tra lamiera e colonne è realizzato mediante bulloni in acciaio classe 8.8, con le seguenti caratteristiche:

- bulloni M12
- passo verticale $\approx 25 \text{ cm}$ collegamento progettato per carichi di taglio e trazione

I collegamenti risultano verificati allo SLU.