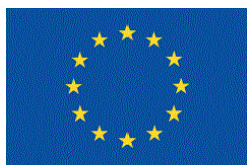




COMUNE DI NAPOLI



Unione Europea



Italiadomani

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

**Coesione
Napoli**



Riqualficazione funzionale e messa in
sicurezza del 21° Circolo Didattico
scuola dell'infanzia "Marco Aurelio"
C.U.P. : **B68I22000170006**

PROGETTO ESECUTIVO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giulio Davini

I PROGETTISTI

S.IN.T.E.C. s.r.l.



S.IN.T.E.C. S.R.L.

SOCIETÀ DI INGEGNERIA PER IL TERRITORIO EDILE E CIVILE

Tel e Fax: 081.5263349

Via Oriani n.2, Pozzuoli (NA) 80078 - P.IVA.0778920636



Amm. Ing. Rodolfo Fisciano

Mandante

Ing. Luigi Passante



Mandante

Ing. Massimo Di Palma



Mandante

Geol. Loredana Cimmino



Mandante

Ing. Francesca Rosaria Fele



ELABORATO N.

ESD_RTGC

TITOLO ELABORATO

**Relazione Tecnica Generale
di Calcolo**

SCALA

REVISIONE



OGGETTO: RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DEL 21°
CIRCOLO DIDATTICO SCUOLA DELL'INFANZIA "MARCO AURELIO"

C.U.P. : B68I22000170006

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA GENERALE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. DESCRIZIONE E INQUADRAMENTO DELLA COSTRUZIONE	6
3.1 DATI GEOMETRICI E STRUTTURALI	7
4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	10
5. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	14
6. TERRENO DI FONDAZIONE.....	14
7. ANALISI DEI CARICHI E PROGETTO DEI SOLAI.....	17
7.1 SOLAIO CON TRAVI IN ACCIAIO E LAMIERA GRECATI – CORPO B	17
Azioni sulla costruzione	17
Carico statico accidentale	17
Analisi dei Carichi.....	18
Modello di calcolo.....	19
Verifica a taglio allo SLU	19
Verifica a flessione allo SLU	20
Verifica di deformabilità allo SLE	21
7.2 SOLAIO LATERO-CEMENTO DI COPERTURA DEL CORRIDOIO	23
Azioni sulla costruzione	23
Carico statico accidentale	23
Carico statico permanente	23
Analisi dei Carichi.....	23
8. VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA.....	26
8.1 SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D.....	26
8.2 Metodo di Analisi	28
8.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI.....	29
8.4 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA	29
8.5 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI	30
9. AZIONI SULLA STRUTTURA.....	31

9.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	31
9.2 STATO LIMITE DI DANNO	33
9.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO	33
Azione	34
9.4 AZIONE DELLA NEVE	35
8.4.1 Coperture adiacenti ed effetti locali	38
10. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	39
10.1 DENOMINAZIONE.....	39
10.2 SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI	39
10.3 SISTEMI DI RIFERIMENTO.....	40
10.3.1 Riferimento globale.....	40
10.3.2 Riferimento locale per travi	40
10.3.3 Riferimento locale per pilastri	41
10.3.4 Riferimento locale per pareti.....	42
10.3.5 Riferimento locale per solette e platee	43
10.4 MODELLO DI CALCOLO.....	43
11. PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	46
11.1 VERIFICHE DI RESISTENZA	46
11.1.1 Elementi in C.A.....	46
11.1.1.1 Verifica di confinamento dei nodi.....	47
11.1.1.2 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)	50
Travi.....	51
Pilastri	51
Nodi.....	51
12. PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI	53
12.1 COLLEGAMENTI IN ACCIAIO	53
13. IDONEITA' STATICA	53
14. CONCLUSIONI.....	59

1. PREMESSA

La presente relazione si pone l'obiettivo di definire le opere architettoniche relative all'intervento di "RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DEL 21° CIRCOLO DIDATTICO SCUOLA DELL'INFANZIA "MARCO AURELIO". L'edificio oggetto di intervento, che ospita il 21° Circolo Scuola dell'Infanzia "Marco Aurelio" ricade in "Municipalità 9 – Soccavo" ed è sito in Napoli alla via Marco Aurelio n° 93. I lavori da eseguire prevedono principalmente i seguenti interventi:

- Opere di miglioramento sismico ed isolamento-impermeabilizzazione delle coperture dei corpi esagonali, tramite realizzazione di nuova copertura con soletta in calcestruzzo e lamiera grecata;
- Abbattimento e ricostruzione dei corridoi di collegamento tra il corpo centrale e i corpi esagonali e realizzazione di giunti sismici, adeguamento dell'altezza interna e nuova configurazione di uscita di emergenza, come da grafici di progetto;
- Opere di miglioramento sismico di alcuni telai strutturali del corpo A, tramite ringrosso dei pilastri strutturali esistenti;
- Rimozione delle lastre di marmo e arrotondamento degli spigoli interni delle aule, al fine di rendere gli ambienti più sicuri per i bambini;
- Sostituzione degli infissi esterni con adeguamento delle altezze dei parapetti che allo stato dei luoghi risultano inferiori ad 1.00 m, prevedendo sottoluce non apribili al di sotto delle ante scorrevoli apribili;
- Opere impiantistiche: installazione di split con pompa di calore/chiller, sostituzione di caldaia esistente con caldaia a condensazione e radiatori esistenti con radiatori in alluminio, sostituzione di boiler elettrici con collettori solari ed accumulo (integrazione con caldaia); nuovo impianto di ricambio d'aria; installazione di impianto fotovoltaico; sostituzione lampade esistenti con lampade LED; nuovo impianto idrico-sanitario.
- Posa in opera di nuovo controsoffitto modulare per passaggio impianti nel corridoio distributivo e nel refettorio;
- Riorganizzazione dei servizi igienici degli alunni con incremento del numero di vasi e lavabi;
- Realizzazione di nuovo servizio igienico per disabili;
- Tinteggiatura.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa vigente di riferimento per gli edifici esistenti è la seguente:

- Decreto Ministeriale 14/01/2008 – “Norme tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 – “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 – NTC08”;
- Decreto Ministeriale 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le Costruzioni NTC18”;
- Circolare del 21/01/2019 – “Istruzioni per l'applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 – NTC18”.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme Tecniche per le costruzioni;
- D.P.R. 380/2001 s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- D.P.R. 207/2010 s.m.i. per la parte non abrogata;
- D.lgs 18 aprile 2016, n. 50 "Codice dei contratti pubblici" e s.m.i.;
- D.P.R. 18 aprile 1994, n. 383 - Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale;
- D. Lgs. 09/04/2008 n. 81 "Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro”;
- D.Lgs. 42/2004 s.m.i. "Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 1 O della legge 6 luglio 2002, n. 137”;
- Linee Guida ANAC N°1 - Indirizzi generali sull'affidamento dei servizi attinenti all'architettura e all'ingegneria.
- Norme relative alla verifica della vulnerabilità sismica e valutazione della sicurezza strutturale
- D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. - Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 Norme in materia ambientale;
- Legge 77/2009 s.m.i.;
- D.P.C.M. 09/02/2011 Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Regolamento Regionale Lazio 13 luglio 2016 n. 14 "Regolamento regionale per lo snellimento e la semplificazione delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico e di repressione delle violazioni della normativa sismica”.
- O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 s.m.i.;
- O.P.C.M. 3431 del 03/05/2005 s.m.i.;
- D.P.C.M. del 21/10/2003 Presidenza del Consiglio dei ministri Dipartimento della Protezione Civile.

3. DESCRIZIONE E INQUADRAMENTO DELLA COSTRUZIONE

A seguito dell'incarico conferito dal Comune di Napoli si è proceduto alla progettazione degli interventi di adeguamento sismico dell'Edificio scolastico "Marco Aurelio" ubicato in via Marco Aurelio, 93, in Soccavo (NA), in Soccavo (NA).



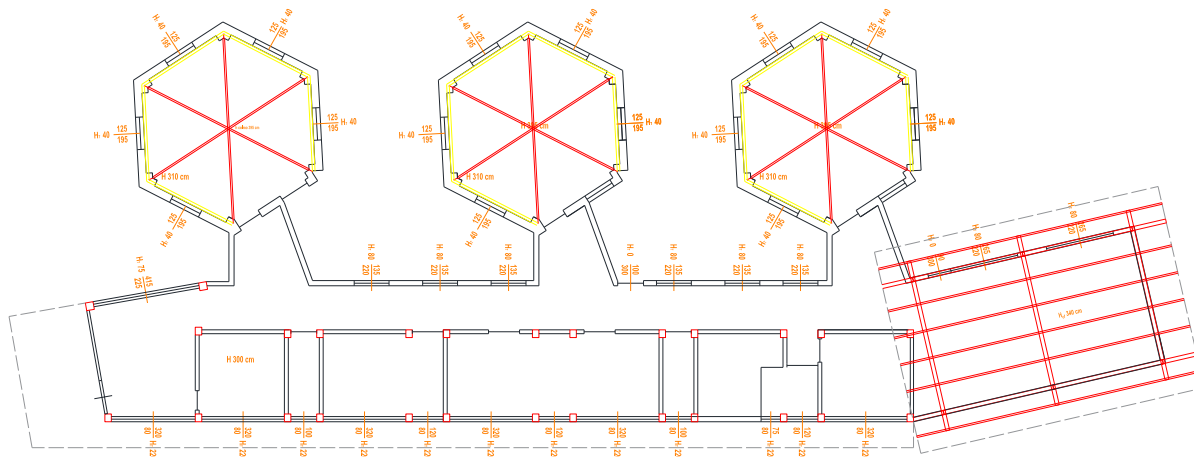
Il fabbricato in questione è un edificio scolastico costituito da un unico corpo di fabbrica, caratterizzato da diverse tipologie costruttive di strutture. La struttura portante principale è costituita da travi e pilastri in c.a. (CORPO A), mentre quella delle aule è costituita da pilastri e travi in acciaio (CORPI B e C); gli orizzontamenti sono costituiti da solai latero-cementizi nel Corpo A, coperture in legno lamellare nel Corpo B e solaio sandwich in lamiera grecata nel Corpo C. L'edificio presenta uno schema planimetrico a pianta irregolare, la cui superficie del singolo livello è di circa 330 mq. Si riporta nell'immagine che segue, la suddivisione in corpi della scuola:



La scuola è costituita da un unico livello fuori terra, caratterizzato da un'altezza interna media di circa 3,50 m.

3.1 DATI GEOMETRICI E STRUTTURALI

Il rilievo geometrico e strutturale è stato effettuato in sito tramite distanziometro laser, si riporta di seguito lo schema planimetrico di rilievo degli spazi:



Come anticipato ad inizio capitolo, la struttura si sviluppa su un unico livello ed è suddivisibile, per le diverse tecnologie costruttive che la compongono, in tre diversi corpi:

- Il primo, quello principale per estensione (Corpo A), caratterizzato da una struttura portante costituita da telai monodirezionali in calcestruzzo armato con pilastri avente sezioni 30x25 e 30x30 cm e travi a spessore. Il solaio, in latero-cemento classico, ha un'altezza strutturale di 25 cm e risulta essere ordito lungo la luce corta del corpo di fabbrica.
- Il secondo (Corpo B), caratterizzato da tre aule esagonali collegate al corpo in c.a. attraverso un corridoio avente altezza interna inferiore. Tali corpi di fabbrica sono costituiti da pilastri e travi in acciaio su cui insiste una copertura in legno spiovente avente altezza di colmo pari a 3,95 m e un'altezza minima di 3,10 m.
- Il terzo ed ultimo corpo (Corpo C) riguarda un'aula posta nella parte terminale del corpo A ed è costituito da una struttura intelaiata in acciaio i cui collegamenti sono costituiti da squadrette e flange bullonate; la copertura di tale corpo è costituito da un solaio sandwich in lamiera grecata.

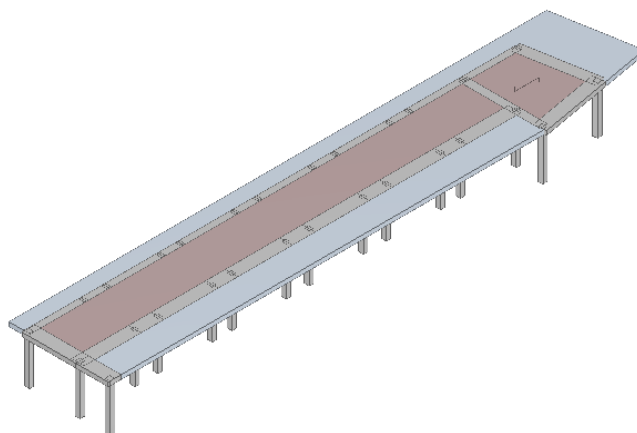
La presente relazione descrive le metodologie di calcolo nonché le verifiche statiche effettuate al fabbricato allo stato di progetto; per tutte le verifiche circa la staticità del plesso scolastico allo stato di fatto, si rimanda alla vulnerabilità sismica effettuata dallo studio "Mastellone di Castelveter Engineering srl".

Vengono riportate di seguito diverse viste assonometriche contrapposte dei vari corpi in cui è stata la struttura, allo scopo di consentire una migliore comprensione dello stato di progetto del fabbricato oggetto della relazione:

CORPO A

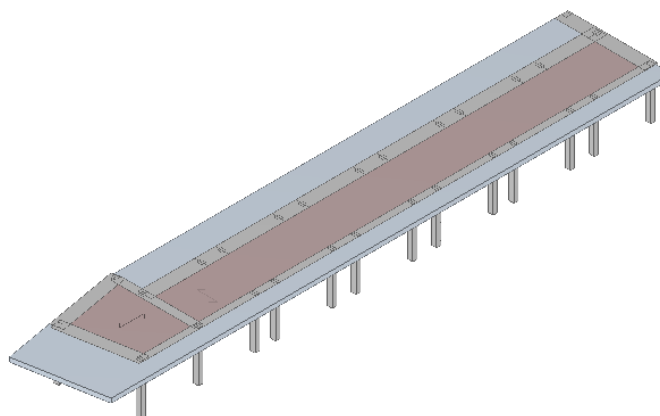
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O,X,Y,Z , ha versore $(1;1;-1)$



Vista Posteriore

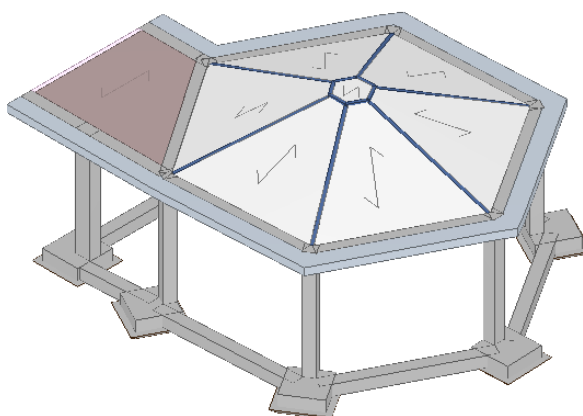
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O,X,Y,Z , ha versore $(-1;-1;-1)$



CORPO B

Vista Anteriore

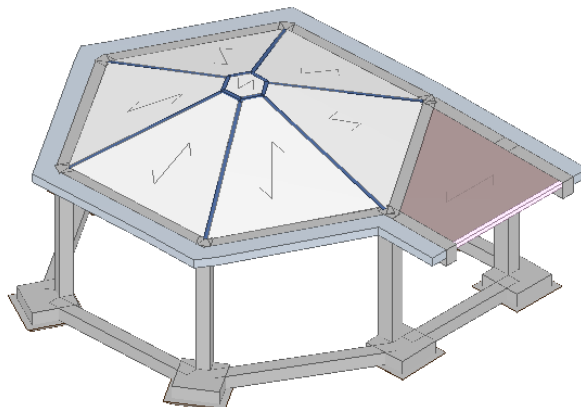
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O,X,Y,Z , ha versore $(1;1;-1)$



Oggetto: Riqualificazione funzionale e messa in sicurezza del 21° circolo didattico scuola dell'infanzia "Marco Aurelio"

Vista Posteriore

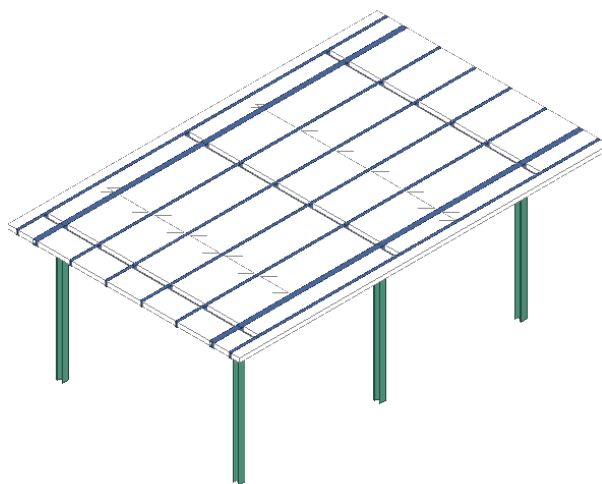
La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(-1;-1;-1)$



CORPO C

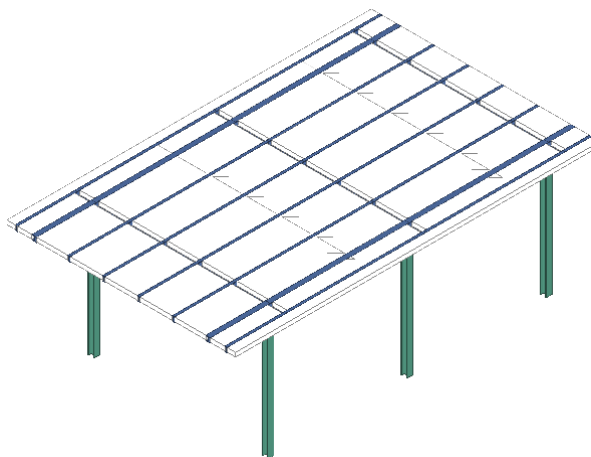
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(1;1;-1)$



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(-1;-1;-1)$



4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione degli interventi di adeguamento della struttura in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
004	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	005

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}
- γ_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{ctm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																	
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SL} V	γ _{M3,SL} E	γ _{M7} NCnt	γ _{M7} Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
S275 - Acciaio per Profilati - (S275)																	
003	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	40 80	275,00 255,00	430,00 410,00	261,90 242,86	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

Caratteristiche acciaio																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SL} V	γ _{M3,SL} E	γ _{M7} NCnt Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
γ _k	Peso specifico.															
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.															
E	Modulo elastico normale.															
G	Modulo elastico tangenziale.															
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).															
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)															
f _{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento															
f _{tk}	Resistenza caratteristica a rottura															
f _{yd}	Resistenza di calcolo															
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).															
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.															
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.															
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.															
γ _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).															
γ _{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).															
γ _{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.															
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.															

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali											
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	f _{fk}	γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	η _I	η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	TP _{stn}	TP _{FRP}
	[N/m²]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]	[N/mm²]					
GeoSteel G600 e GeoLite Gel - (GeoSteel G600 e GeoLite Gel)											
003	16.000	0,000001	200.000	80.000	100	3.000,00	1,00	0,80	0,95	S	O
							1,20		0,85		
							1,10		0,85		

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
f _{fk}	Resistenza caratteristica a rottura.
γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	Coefficiente parziale di modello di resistenza. γ _{Rd,F} : "Flessione/Pressoflessione"; γ _{Rd,T} : "Taglio/Torsione"; γ _{Rd,C} : "Confinamento"
η _I	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : esposizione "interna"; η _{a,E} : esposizione "esterna"; η _{a,AA} : esposizione "Ambiente Aggressivo"
TP _{stn}	Tipo di situazione del rinforzo: "S" = rinforzo applicato in situ; "P": rinforzo di tipo preformato
TP _{FRP}	Tipologia di composito: GFRP = "vetro/epossidica"; "AFRP" = arammidica/epossidica"; CFRP = "carbonio/epossidica"; O = "Altro"

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²]
GeoSteel G600 e GeoLite Gel	Quasi permanente	Trazione FRP	2.400,00
Cls C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo Rinforzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio Rinforzo	360,00

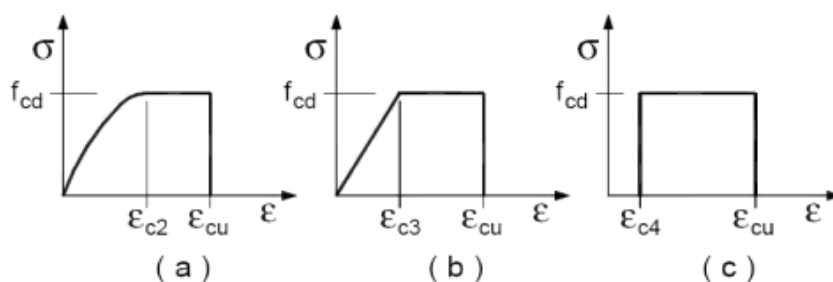
LEGENDA:

SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
 $\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei *"Tabulati di calcolo"*, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



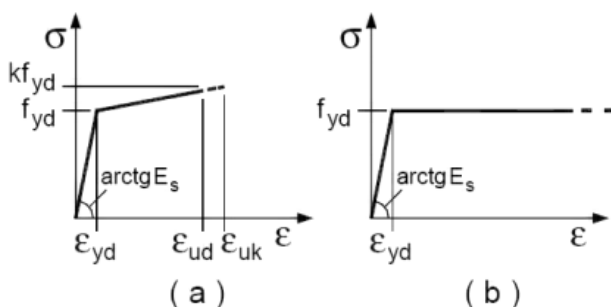
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra.



La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_s .

Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1,15.

Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili** e **fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(\gamma_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$: resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;

FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

5. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC3	1.00

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

6. TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.
-

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{s,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C** [**C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti**].

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

7. ANALISI DEI CARICHI E PROGETTO DEI SOLAI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei *"Tabulati di calcolo"* nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

I solai di progetto sono previsti nel Corpo B (aule esagonali) e nel corridoio di collegamento tra il Corpo B e il Corpo A. Essi hanno tecnologie strutturali differenti, nei paragrafi seguenti verranno illustrate le analisi dei carichi e le rispettive verifiche.

7.1 SOLAIO CON TRAVI IN ACCIAIO E LAMIERA GRECATA – CORPO B

Azioni sulla costruzione

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 22 marzo 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018.

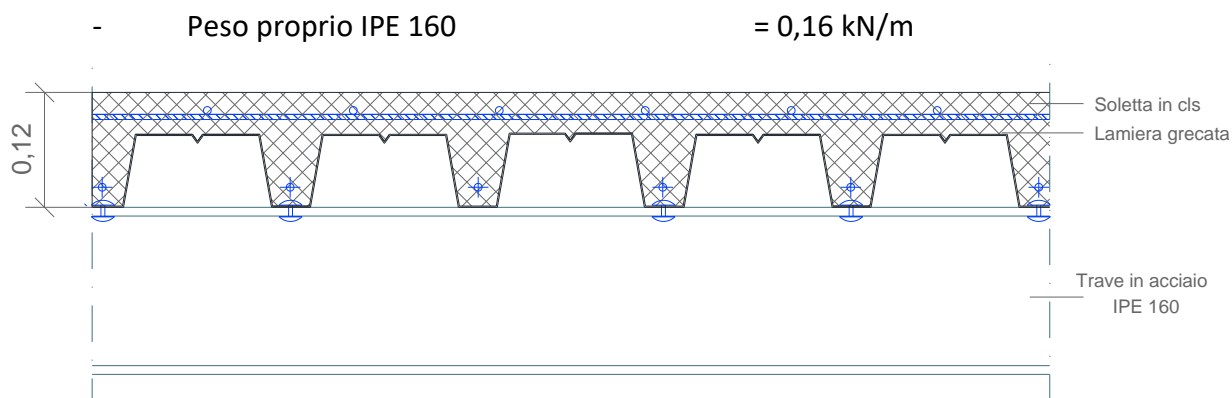
Carico statico accidentale

I carichi considerati sull'impalcato di copertura sono:

Copertura accessibile	0,50 kN/mq (Cat. H2 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)
Carico da neve	0,48 kN/mq

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive considerando i pesi propri dei materiali che compongono la struttura ed i rivestimenti.

Sono stati considerati i seguenti valori unitari:



Analisi dei Carichi

Altezza soletta	$h_{soletta}$	0,12 m
Altezza IPE	H_{IPE}	0,16 m

Peso proprio strutturale

Peso IPE	0,16 kN/m
Soletta + lamiera	2,35 kN/m
$G_{1,k}$	2,51 kN/m

Peso proprio non strutturale - fascia di 1m

Controsoffitto	0,40 kN/m
Massetto cop.	0,45 kN/m
Impermeabilizz.	0,40 kN/m
$G_{2,k}$	1,25 kN/m

In definitiva, applicando i coefficienti amplificativi e di combinazioni indicati nel Cap. 2.5.3 delle NTC 2018, i carichi calcolati allo Stato Limite Ultimo ed Esercizio sono i seguenti:

Carico permanente strutturale	2,51 kN/mq
Carico permanente non strutturale	1,25 kN/mq
Carico accidentale	0,50 kN/mq
Carico neve	0,48 kN/mq
$q_{slu} = 1,3 \cdot G_{1,k} + 1,3 \cdot G_{2,k} + 1,5 \cdot (Q_k + 0,50 \cdot Q_{k_{neve}})$	6,00 kN/mq
$q_{sle} = 1,0 \cdot G_{1,k} + 1,0 \cdot G_{2,k} + 0,3 \cdot Q_k$	3,91 kN/mq

Modello di calcolo

Il solaio con travi in acciaio IPE 160, rilevati nel fabbricato in esame, è costituito da sei travi, su cui è ancorata, mediante connettori, una lamiera grecata avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

H	S	peso soletta	Larghezza appoggio: 100 mm														Support width: 100 mm					
mm	mm	Kg/m ²	CAMPATA SINGOLA														SINGLE SPAN					
120			L=m	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
τ_{uRd} 0,169 N/mm ²	0,70*	234,9		2595	2195	1895	1585	1315	1110	950	820	715	625	550	480	405	340	290	240	175	120	
	0,80	236,1		2595	2195	1895	1660	1405	1185	1010	875	760	665	585	520	460	410	335	250	185	125	
	1,00	238,3		2595	2195	1895	1660	1475	1320	1130	970	845	740	650	575	515	460	360	275	200	140	
	1,20	240,4		2595	2195	1895	1660	1475	1320	1190	1050	910	795	700	620	550	490	385	295	220	155	105
	1,50	243,7		2595	2195	1895	1660	1475	1320	1190	1085	990	870	765	675	600	530	415	320	240	175	120

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)*.

Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata.

Per semplicità è stato considerato lo schema di trave semplice ad una campata. La verifica a flessione in campata è stata effettuata considerando lo schema statico che forniva il massimo momento sollecitante in mezzzeria, ovvero trave appoggiata-appoggiata con momento in mezzzeria pari a $ql^2/8$; in appoggio invece è stato considerato un momento sollecitante pari a $ql^2/12$, utilizzando lo schema statico di trave doppiamente incastrata.

In copertura la luce del solaio è pari a 4,00 m

Verifica a taglio allo SLU

La verifica a taglio è eseguita sulla singola trave in acciaio su cui insiste il carico allo stato limite considerato, nel caso in esame allo SLU, agente sull'interasse tra i travetti.

Per prima cosa è necessario valutare l'area del profilo in acciaio resistente a taglio:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 965,6 \text{ mm}^2$$

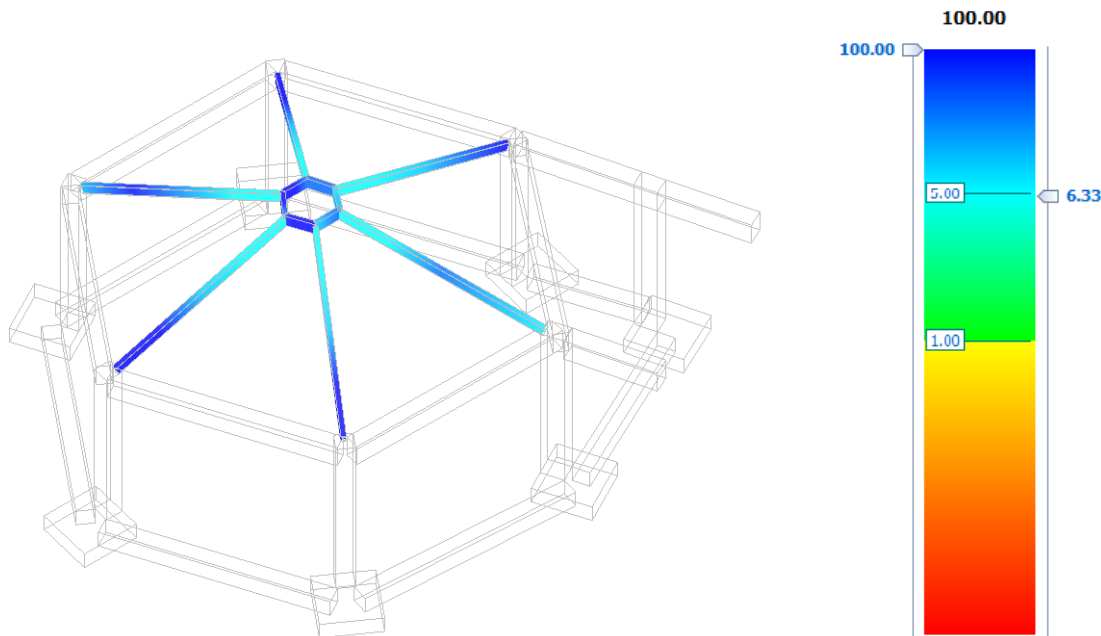
ove:

- A è l'intera area del profilo di acciaio;
- b è la larghezza della piattabanda;
- t_f è lo spessore della piattabanda;
- t_w è lo spessore dell'anima;
- r è il raggio di curvatura.

L'acciaio delle travi IPE 160 è un S275, avente: $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$.

Considerando il coefficiente di resistenza delle membrature $\gamma_{M0} = 1,05$ (Tab. 4.2.VII delle NTC18).

La verifica a taglio ha fornito i seguenti esiti:



Il coefficiente di sicurezza a taglio delle travi di copertura del solaio in acciaio è 6,33; **la verifica risulta essere quindi soddisfatta.**

Verifica a flessione allo SLU

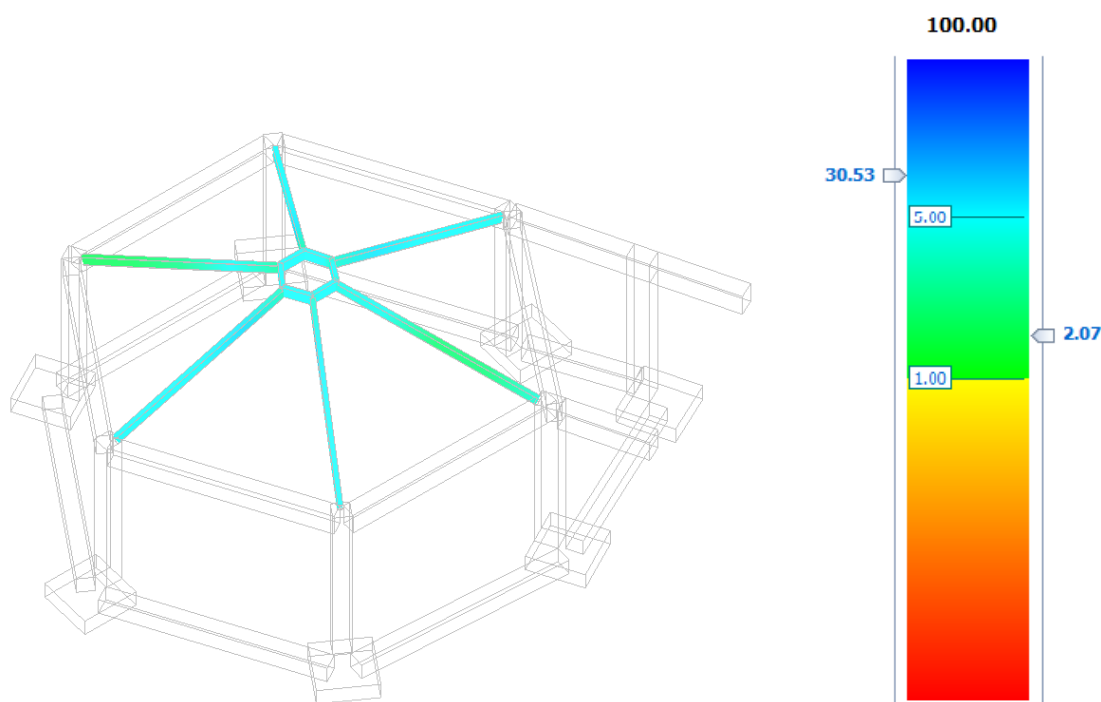
Dato che l'azione tagliante sollecitante risulta essere inferiore al 50% di quella resistente, la normativa cogente permette di trascurare influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Per l'IPE 160, oggetto di verifica, la resistenza a flessione si calcola come:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

ove $W_{pl} = 108700 \text{ mm}^3$ rappresenta modulo di resistenza del profilo in acciaio.

La verifica a flessione, a seguito dei carichi gravitazionali agenti sulle travi di copertura, fornisce il seguente esito:



Il coefficiente di sicurezza a flessione delle travi di copertura del solaio in acciaio è 2,07; **la verifica risulta essere quindi soddisfatta.**

Verifica di deformabilità allo SLE

Al fine di determinare le deformate teoriche degli elementi costruttivi più significativi sottoposti ai carichi di esercizio, si è effettuata la verifica di deformabilità allo Stato Limite di Esercizio in cui viene confrontata la deformata teorica da calcolo con quel limite indicata dalla normativa cogente. Il modulo elastico dell'acciaio è $E_s = 210000 \text{ MPa}$, mentre il momento d'inerzia del profilo di acciaio IPE 160 è $I = 8,69 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$. A vantaggio di sicurezza, si considera lo schema statico di una trave doppiamente appoggiata; pertanto, l'abbassamento massimo in mezzeria risulta essere:

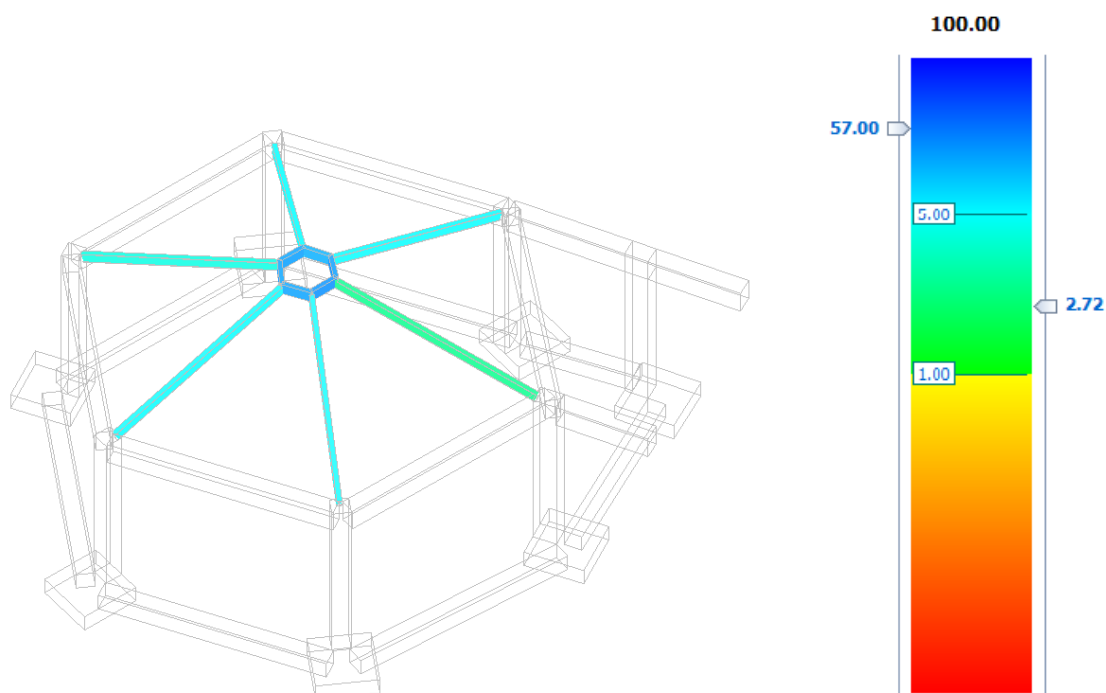
$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{sle} \cdot l^4}{E_s \cdot I}$$

Il momento d'inerzia sopra riportato appartiene al singolo profilo di acciaio; tuttavia, dato che si sta eseguendo la verifica su un campo di solaio, **si potrebbe considerare un comportamento a piastra e, quindi, calcolare l'inerzia tenendo conto anche della collaborazione tra le travi e del pacchetto architettonico gravante sulla sezione strutturale.**

Come indicato al § C4.1.2.2.2, le frecce al lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, affinché si garantisca la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, non dovrebbe superare il limite di 1/250 della luce:

$$f_{max} = l/250 = 16,00 \text{ mm}$$

La verifica di deformabilità delle travi di copertura fornisce il seguente esito:



Dai risultati, si evince che la verifica di deformabilità allo Stato Limite di Esercizio è soddisfatta.

7.2 SOLAIO LATERO-CEMENTO DI COPERTURA DEL CORRIDOIO

Azioni sulla costruzione

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 22 marzo 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018.

Carico statico accidentale

I carichi considerati sull'impalcato di calpestio sono quelli legati all'uso scolastico dello stabile e pertanto pari a:

Copertura accessibile per sola manutenzione	0,5 kN/mq	(Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)
--	------------------	--

Carico da neve	0,48 kN/mq
-----------------------	-------------------

Carico statico permanente

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive considerando i pesi propri dei materiali che compongono la struttura ed i rivestimenti.

Sono stati considerati i seguenti valori unitari:

- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| - Calcestruzzo | = 25,00 kN/m ³ |
| - Intonaco e massetto | = 12,00 kN/m ³ |
| - Laterizio | = 8,00 kN/m ³ |

Analisi dei Carichi

Altezza solaio	h_{solaio}	0,20 m
Altezza soletta	$h_{soletta}$	0,04 m
Altezza pignatta	$h_{pignatta}$	0,16 m
Larghezza pignatta	$b_{pignatta}$	0,40 m
Larghezza travetto	$b_{travetto}$	0,10 m

Peso proprio strutturale - fascia di 1m

Peso soletta	$g_{1,k,soletta}$	1,00 kN/m
Peso travetti	$g_{1,k,travetti}$	0,80 kN/m
Peso pignatta	$g_{1,k,pign}$	1,02 kN/m
$G_{1,k}$		2,82 kN/m

Peso proprio non strutturale - fascia di 1m

Intonaco	0,12 kN/m
Impermeabilizz.	0,40 kN/m
Massetto	0,45 kN/m
Controsoffitto	0,40 kN/m

$G_{2,k}$ 1,37 kN/m

In definitiva, applicando i coefficienti amplificativi e di combinazioni indicati nel Cap. 2.5.3 delle NTC 2018, i carichi calcolati allo Stato Limite Ultimo ed Esercizio, considerando la fascia di un metro, sono i seguenti:

Carico permanente strutturale	2,82 kN/m
Carico permanente non strutturale	1,37 kN/m
Carico accidentale	0,50 kN/mq
Carico neve	0,48 kN/mq
$q_{slu} = 1,3 \cdot G_{1k} + 1,3 \cdot G_{2k} + 1,5 \cdot (Q_k + 0,50 \cdot Q_{k_{neve}})$	6,56 kN/m
$q_{sle} = 1,0 \cdot G_{1k} + 1,0 \cdot G_{2k} + 0,3 \cdot Q_k$	4,34 kN/m

Modello di calcolo

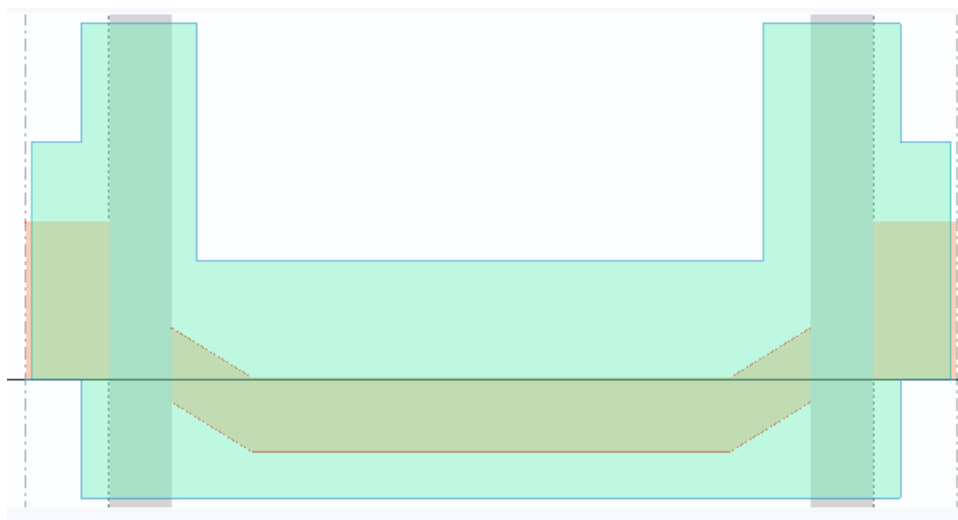
Il solaio latero-cementizio tradizionale di progetto, è costituito da travetti in c.a. con interasse 50 cm, elementi in alleggerimento in laterizio ed una soletta in c.a. di spessore 4 cm. Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)*.

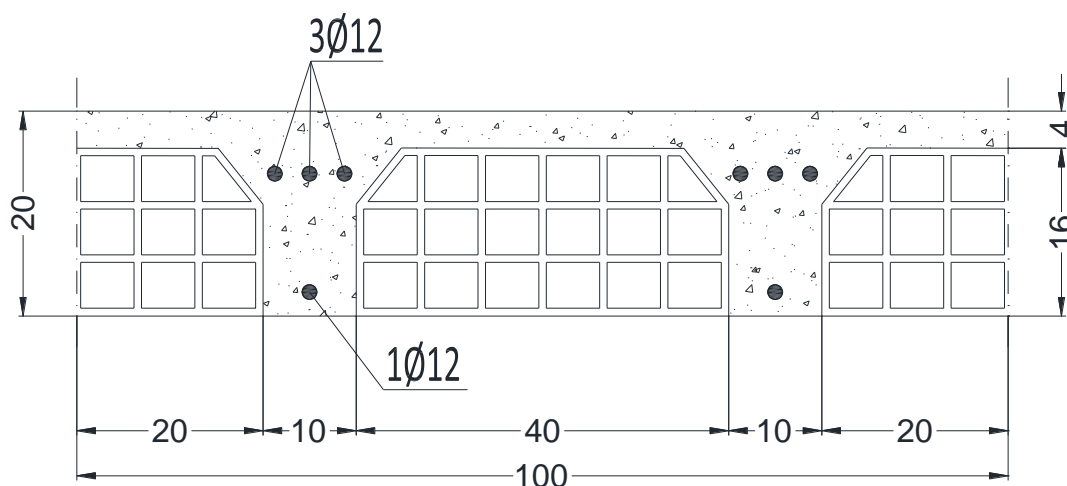
Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata.

Per semplicità è stato considerato lo schema di trave semplice ad una campata. La verifica a flessione in campata è stata effettuata considerando lo schema statico che forniva il massimo momento sollecitante in mezzeria, ovvero trave appoggiata-appoggiata con momento in mezzeria pari a $ql^2/8$; in appoggio invece è stato considerato un momento sollecitante pari a $ql^2/12$, utilizzando lo schema statico di trave doppiamente incastrata.

Facendo tali assunzioni, è stata dimensionata l'armatura dei travetti; di seguito si riporta l'andamento del diagramma della capacità sovrapposto a quello della domanda; in verde il diagramma della capacità resistente, in rosso la domanda in termini di sollecitazioni agenti.



Il soddisfacimento della domanda in termini di sollecitazioni flessionali ha prodotto la seguente sezione resistente:



In mezzeria i travetti verranno armati con armatura simmetrica di 2 $\phi 12$, in appoggio invece, dove la domanda è maggiore, avremo un'armatura superiore formata da 3 $\phi 12$ e inferiormente 1 $\phi 12$, così come illustrato nella sezione di appoggio sopra riportata.

8. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.853889	14.250556	17

8.1 SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T_c^*	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0558	2.337	0.304	1.56	0.157	0.472	1.823	1.50
SLD	0.0737	2.325	0.321	1.53	0.164	0.491	1.895	1.50
SLV	0.1916	2.410	0.339	1.50	0.170	0.509	2.367	1.42
SLC	0.2397	2.495	0.341	1.50	0.170	0.511	2.559	1.34

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Verifica meccanismi "Duttili"

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **3.000** ;
direzione X:

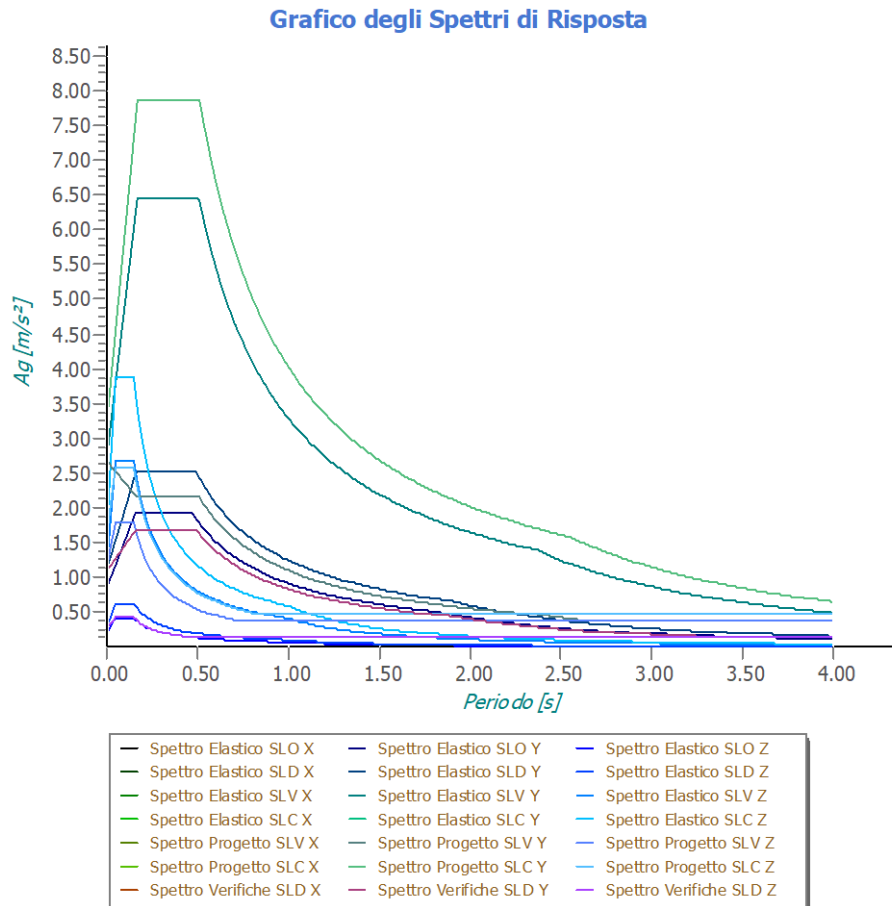
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **3.000** ;
direzione Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Verifica meccanismi "Fragili"

Il fattore di comportamento utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1,50**.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



8.2 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**50**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100.00
salvaguardia della vita	Y	100.00
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati;

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia $i-j$ di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

8.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C;$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C.$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

8.4 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale

scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

8.5 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

9. AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

9.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- | | |
|--------------------------------|--|
| G_1 | rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo); |
| G_2 | rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; |
| P | rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione; |
| Q | azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo: <ul style="list-style-type: none">- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura; |
| Q_{ki} | rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile; |
| $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ | coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018; |

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **28 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei *"Tabulati di calcolo"* in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

9.2 STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

9.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (3) e "**Rara**" (2).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

9.4 AZIONE DELLA NEVE

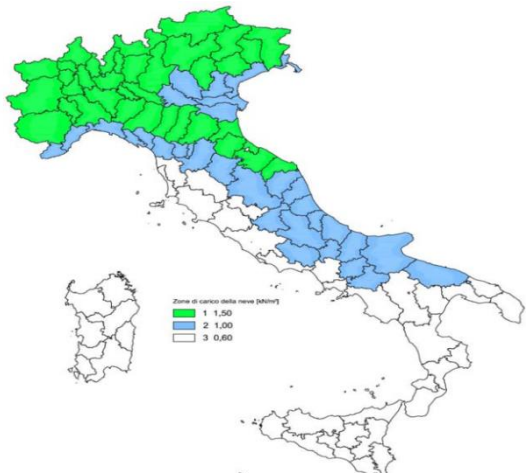
Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

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

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$
II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$
III	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;">  <p>Mappe delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p><i>Zone di carico della neve</i></p> <p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p> <p>II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p> <p>III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p> </div> </div>		

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

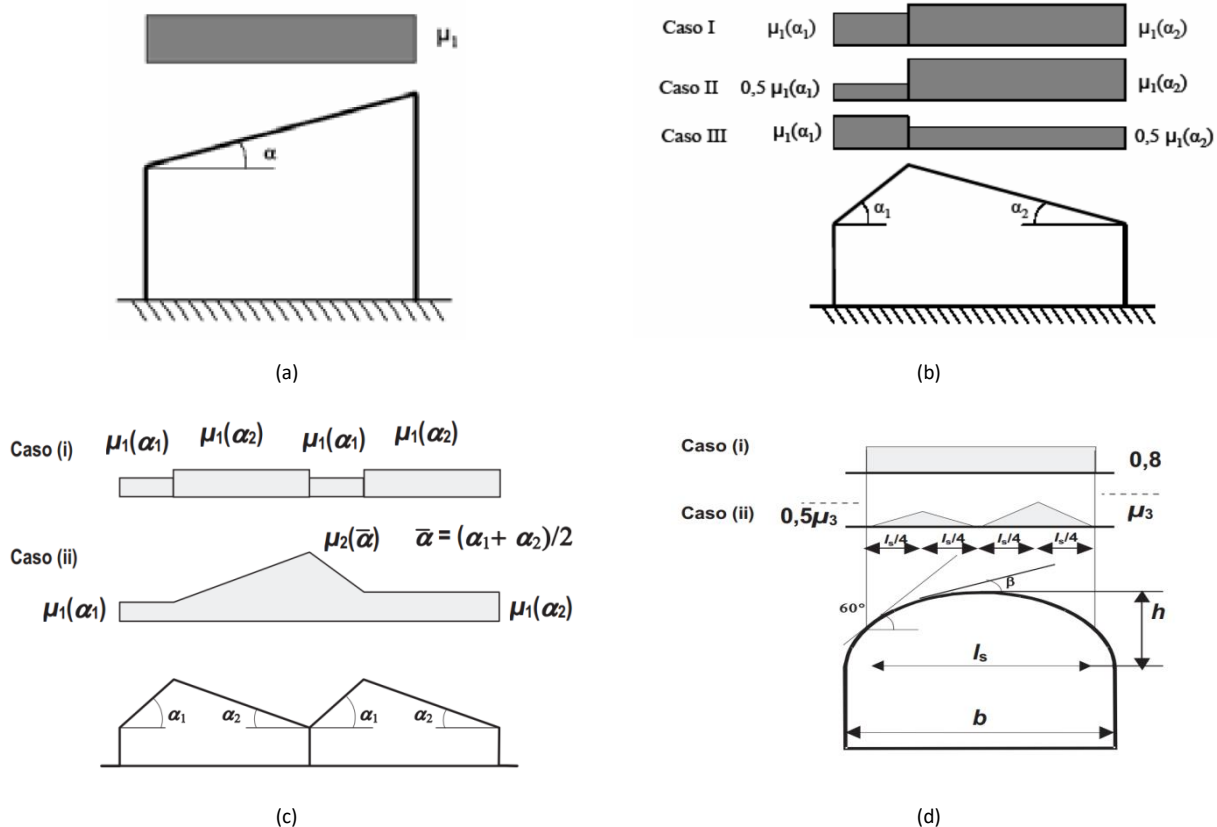
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

10. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

10.1 DENOMINAZIONE

Nome del Software	<i>EdiLus</i>
Versione	usBIM(b) [64bit]
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	15049997
Intestatario Licenza	VERSIONE TRIAL (in prova per 30 giorni)
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

10.2 SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

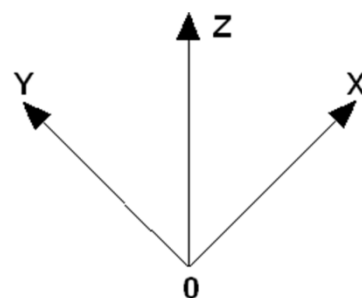
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

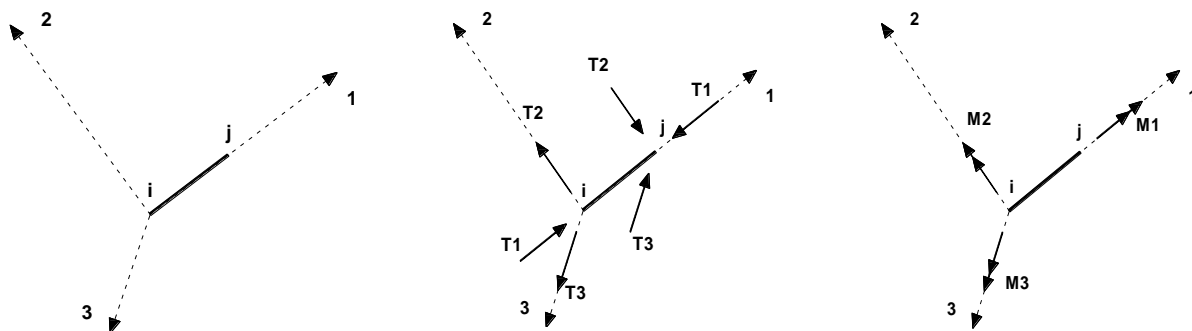
10.3 SISTEMI DI RIFERIMENTO

10.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



10.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

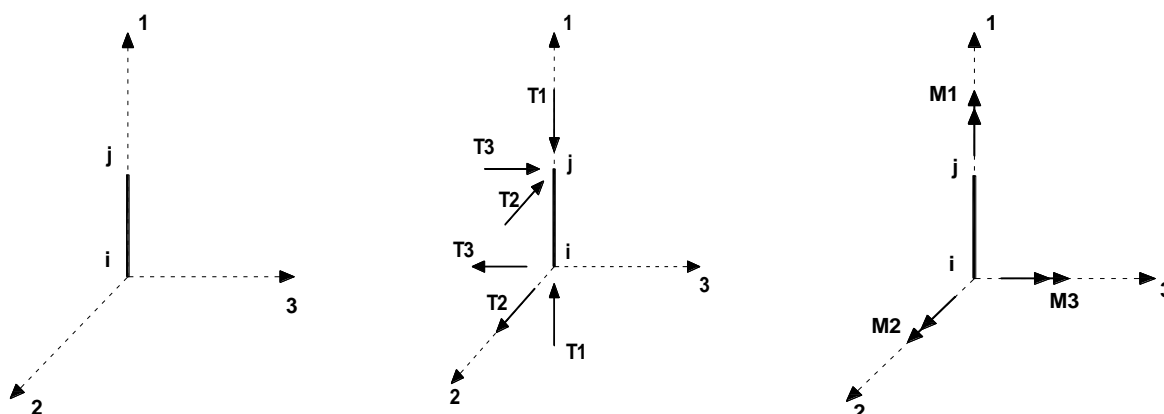
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

10.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

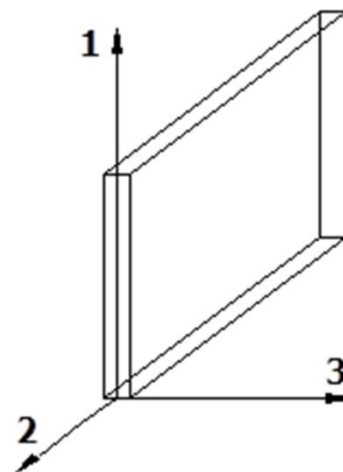
Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

10.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

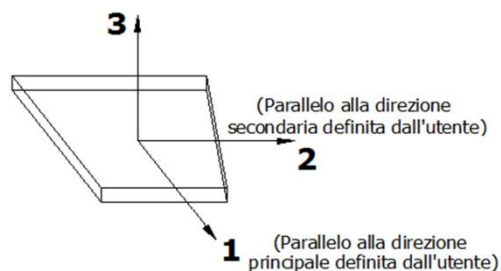
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

10.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



10.4 MODELLO DI CALCOLO

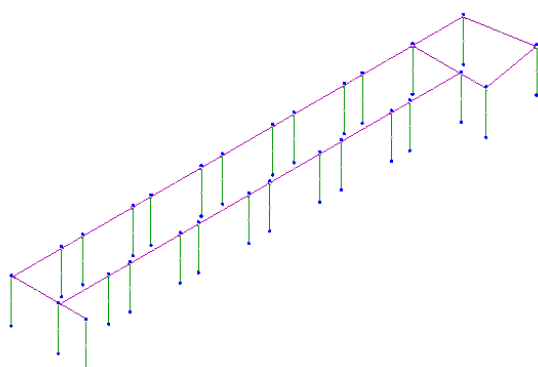
Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei *"Tabulati di calcolo"*.

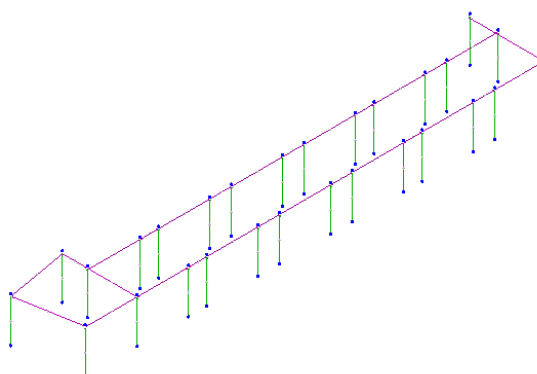
Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

CORPO A

Vista Anteriore

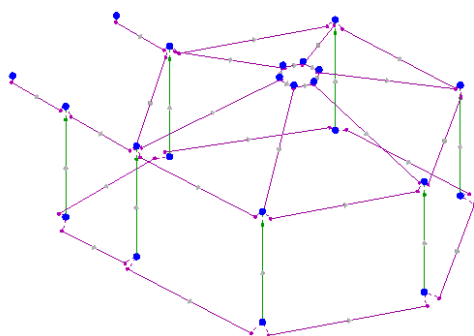


Vista Posteriore

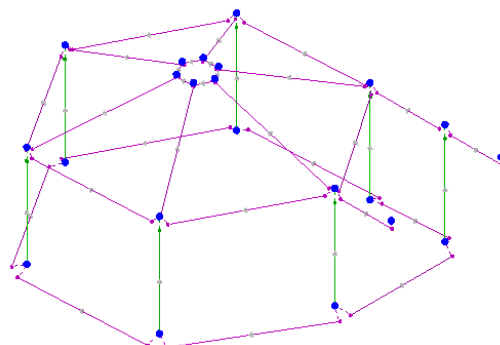


CORPO B

Vista Anteriore

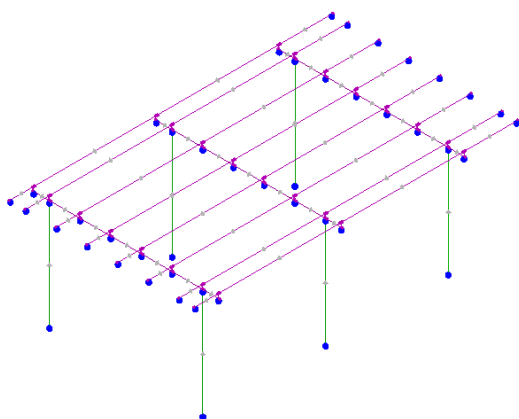


Vista Posteriore

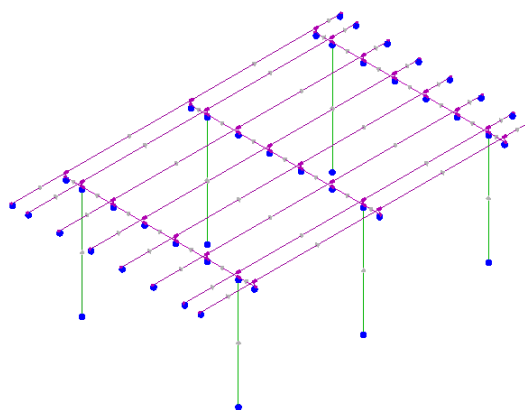


CORPO C

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

11. PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

11.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

11.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^{\alpha} \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

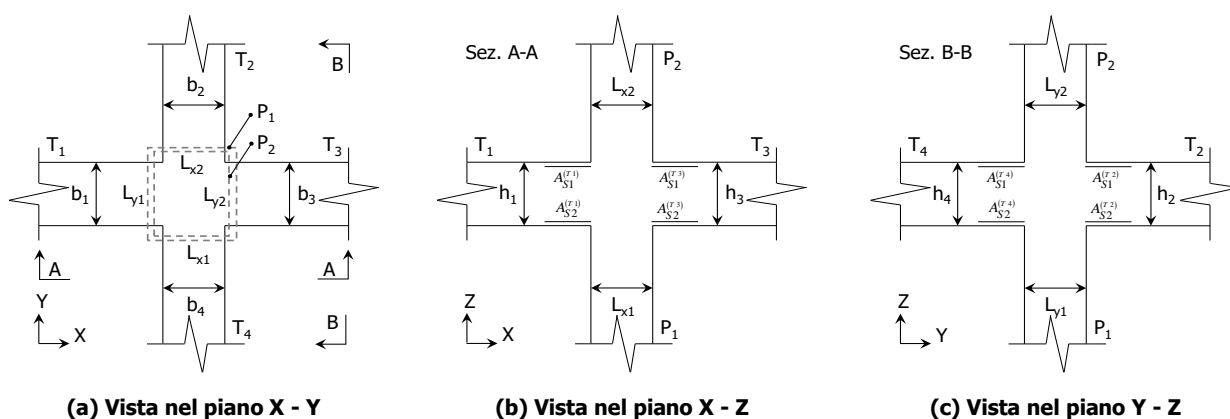
Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

11.1.1.1 Verifica di confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Sono stati esclusi dalla verifica i nodi "interamente confinati", come definiti nel seguito, progettati in CD "B", ovvero quelli di strutture progettate come non dissipative, ai sensi del § C7.4.4.3.1 della Circolare 2019 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min \{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{y1}, L_{y2}\}$$

$$\min \{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_1, h_3\}$$

$$\min \{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{x1}, L_{x2}\}$$

$$\min \{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliente pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1} , A_{S2} , V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{1,i})} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,48 (f_{ck,d}/f_{ck})$ (cfr. § C7.4.4.3.1 Circolare 2019 del D.M. 2018);

$f_{ck,c}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo confinato (cfr. § 4.1.2.1.2.1 D.M. 2018);

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min \left\{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \right\} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \right\} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_{1,i})}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$\nu_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame:

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;}$$

$$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.}$$

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

11.1.1.2 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (**di Fatto**), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di comportamento, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di comportamento q , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1,5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel §C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (**di Progetto**), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in cemento armato:

Travi	Pilastrri	Nodi
<ul style="list-style-type: none">– Placcaggio con FRP per Flessione– Placcaggio con FRP per Taglio	<ul style="list-style-type: none">– Incamiciatura in c.a.	<ul style="list-style-type: none">– Confinamento del Nodo con fasciature in FRP

Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di pilastrri, travi e pareti mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di pilastrri, travi e pareti mediante applicazione di FRP con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di travi, pilastrri e pareti mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro.
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastrro mediante applicazione di fasce di FRP con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si sono adottate le *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* (CNR-DT 200 R1/2013).

Incamiciatura in C.A.

A pilastrri e travi possono essere applicate camicie in c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato.

Nel caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate.

Se le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue e essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore.

Se le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10 mm dal solaio.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio:} \quad V_R^* = 0,9 \cdot V_R \quad (\text{C8.7.4.1})$$

$$\text{resistenza a flessione:} \quad M_y^* = 0,9 \cdot M_y \quad (\text{C8.7.4.2})$$

$$\text{deformabilità allo snervamento:} \quad \theta_y^* = 0,9 \cdot \theta_y \quad (\text{C8.7.4.3})$$

$$\text{deformabilità ultima:} \quad \theta_u^* = \theta_u \quad (\text{C8.7.4.4})$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno:

- a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di V_R^* , divisa anche per il coefficiente parziale;
- b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.

12. PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

12.1 COLLEGAMENTI IN ACCIAIO

Sono state verificate le seguenti tipologie di Collegamenti in acciaio:

- Ripristino; Ripristino flangiato.
- Trave-Colonna flangiato; Trave-Colonna squadretta.
- Colonna-Trave flangiato; Colonna-Trave squadretta; Colonna-Fondazione.
- Asta con elemento in c.a.; Asta principale-Asta secondaria; Asta reticolare.

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

- Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.
- Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.
- Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.
- Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensione normale ortogonale alla lunghezza.
- Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione.
- Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.
- Le saldature, ai sensi di quanto previsto al § 4.2.8.2 del D.M. 2018, sono state realizzate della tipologia a completa o parziale penetrazione, oppure a cordoni d'angolo, in funzione dell'angolo formato tra le parti collegate. In particolare, per angoli tra le parti collegate compresi tra 60° e 120°, le UNI EN 1993-1-8 consigliano la tipologia a cordoni d'angolo (punto 4.3.2.1(1)).

Nel caso di strutture a comportamento DISSIPATIVO la verifica dei collegamenti segue i principi di gerarchia delle resistenze e l'applicazione dei fattori di sovrarresistenza relativi alla tipologia strutturale scelta.

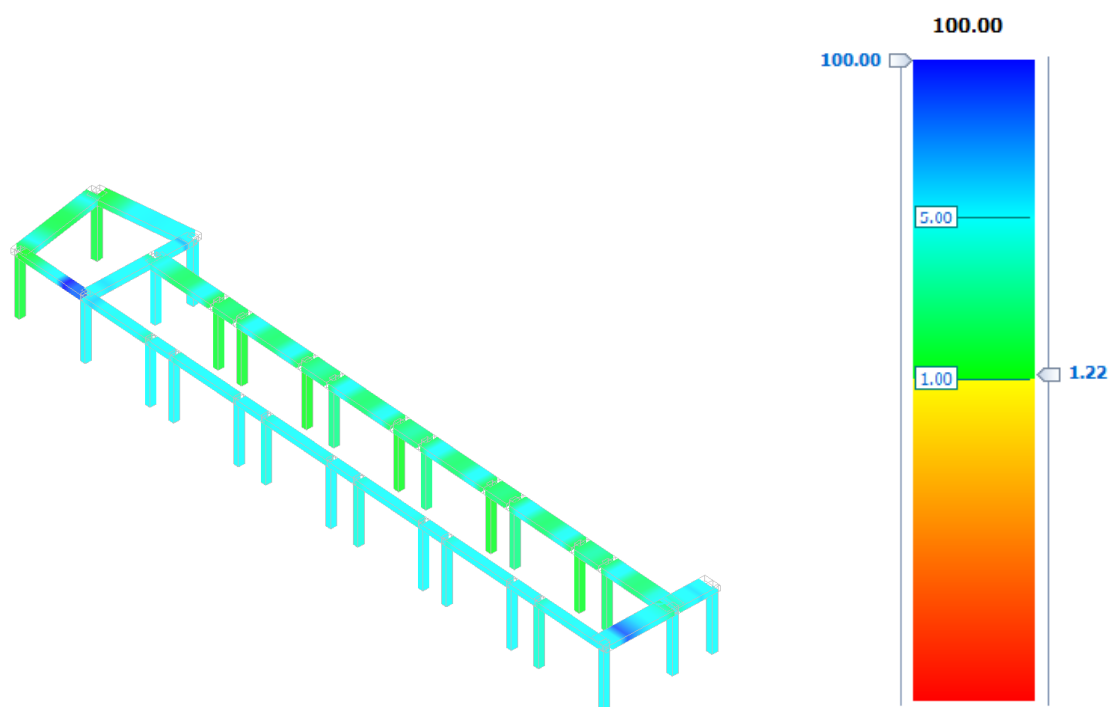
Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.

13. IDONEITA' STATICA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti sono state eseguite con riferimento agli SLU e agli SLE, come riportato al paragrafo 8.8 delle NTC 2018 (DM Infrastrutture 17 gennaio 2018). Per ciò che concerne i dati numerici di input e di output uscenti dal programma di calcolo e le verifiche strutturali, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo idoneità statica" costituente parte integrante della presente relazione. Gli elementi strutturali sono stati verificati a carichi verticali allo Stato Limite Ultimo per flessione e per taglio. Gli elementi con coefficienti di sicurezza maggiori dell'unità risultano essere verificati. Si riportano di seguito in scala cromatica i coefficienti di sicurezza per entrambe le sollecitazioni.

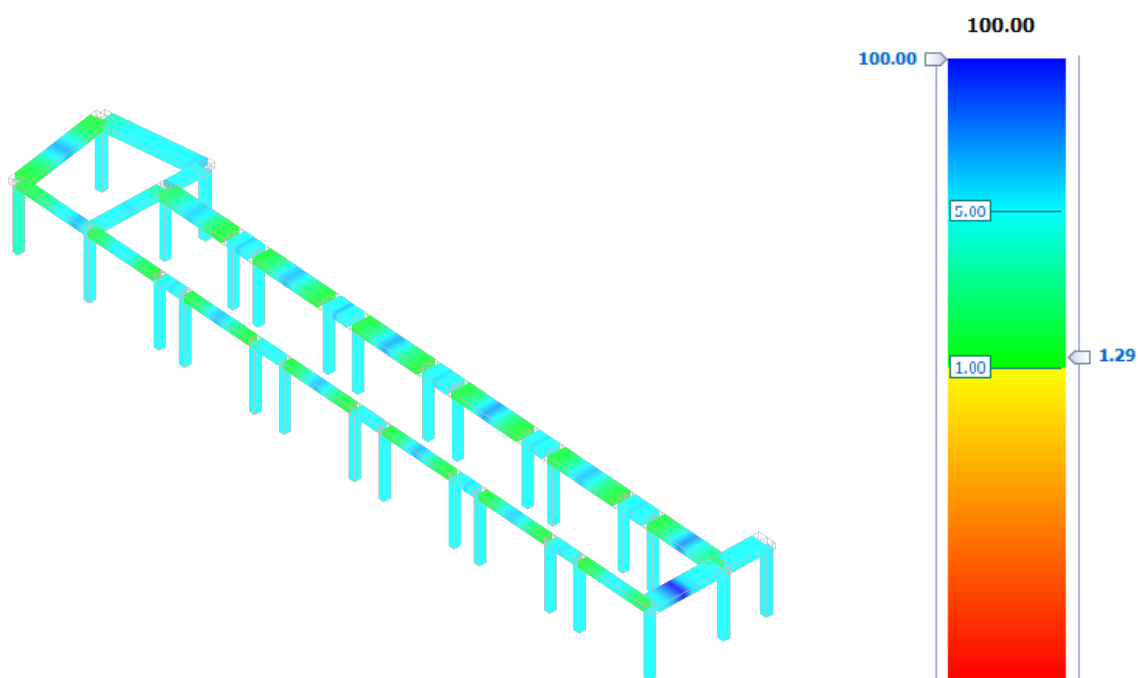
CORPO A:

Coefficienti di sicurezza allo SLU per flessione



A flessione il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 1.22 per cui la struttura risulta essere verificata.

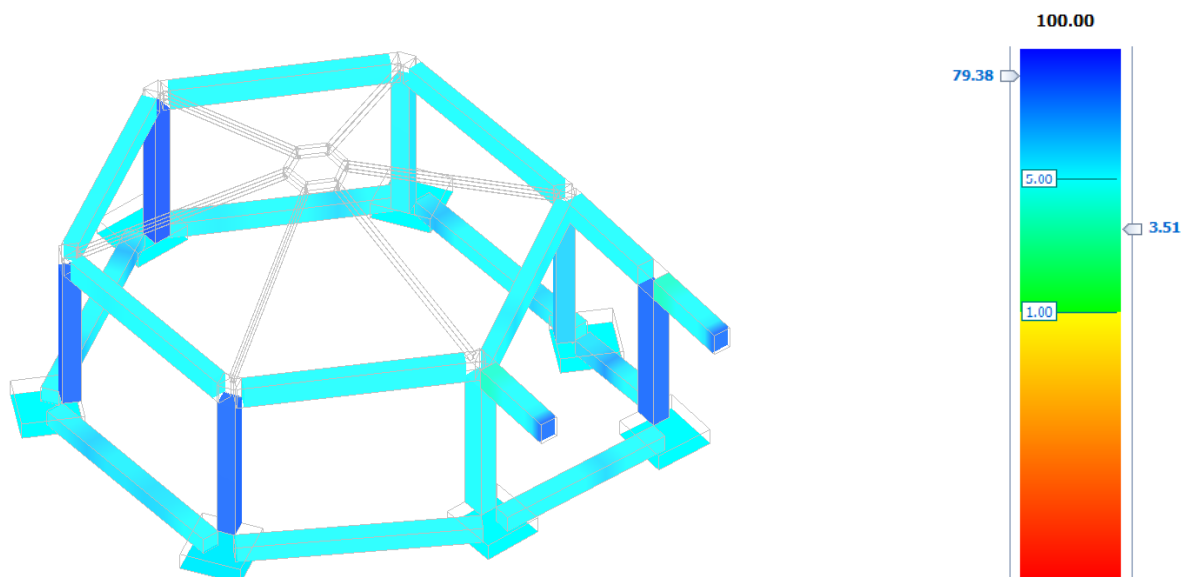
Coefficienti di sicurezza allo SLU per taglio



A taglio il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 1.29 per cui la struttura risulta essere verificata.

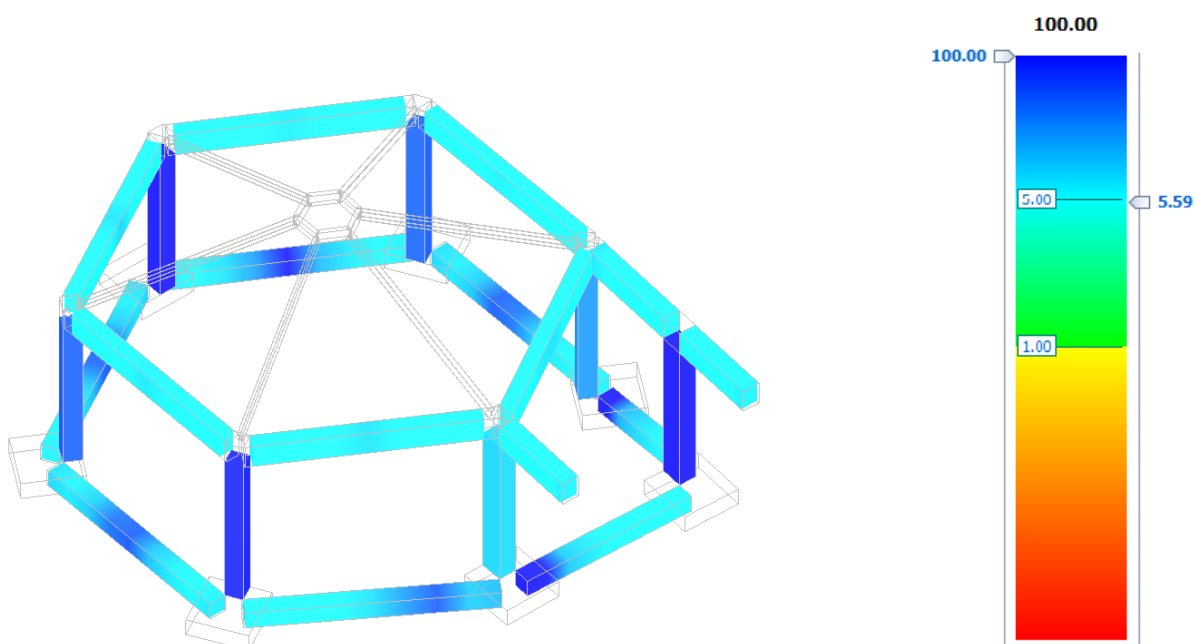
CORPO B:

Coefficienti di sicurezza allo SLU per flessione



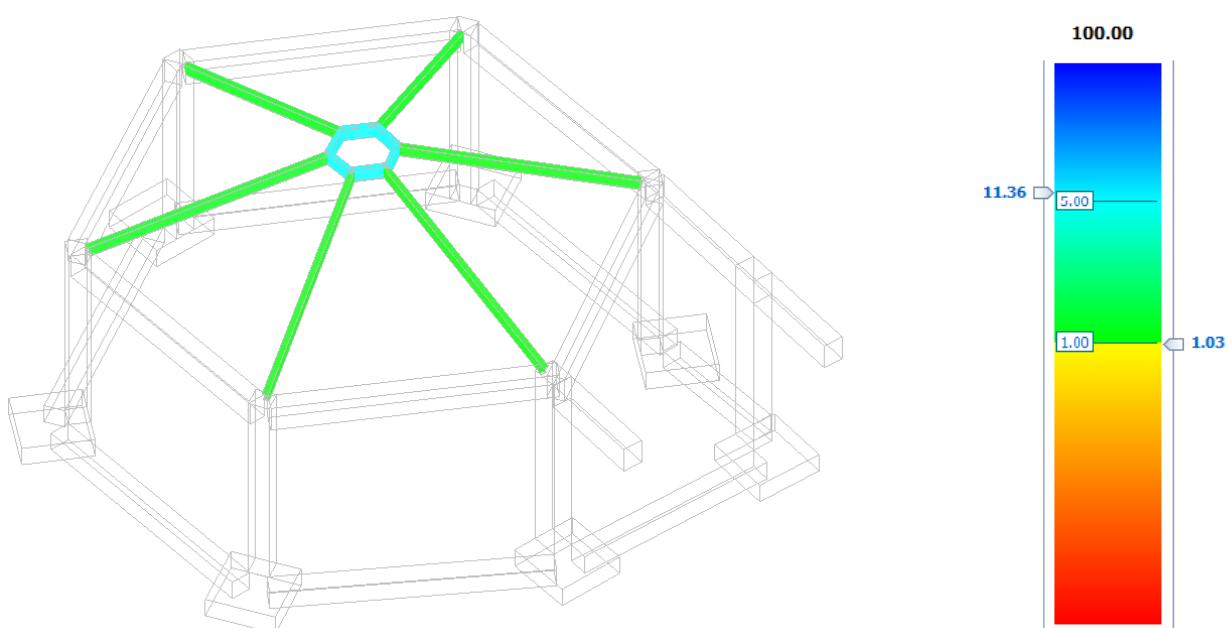
A flessione il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 3.51 per cui la struttura risulta essere verificata.

Coefficienti di sicurezza allo SLU per taglio



A taglio il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 5.59 per cui la struttura risulta essere verificata.

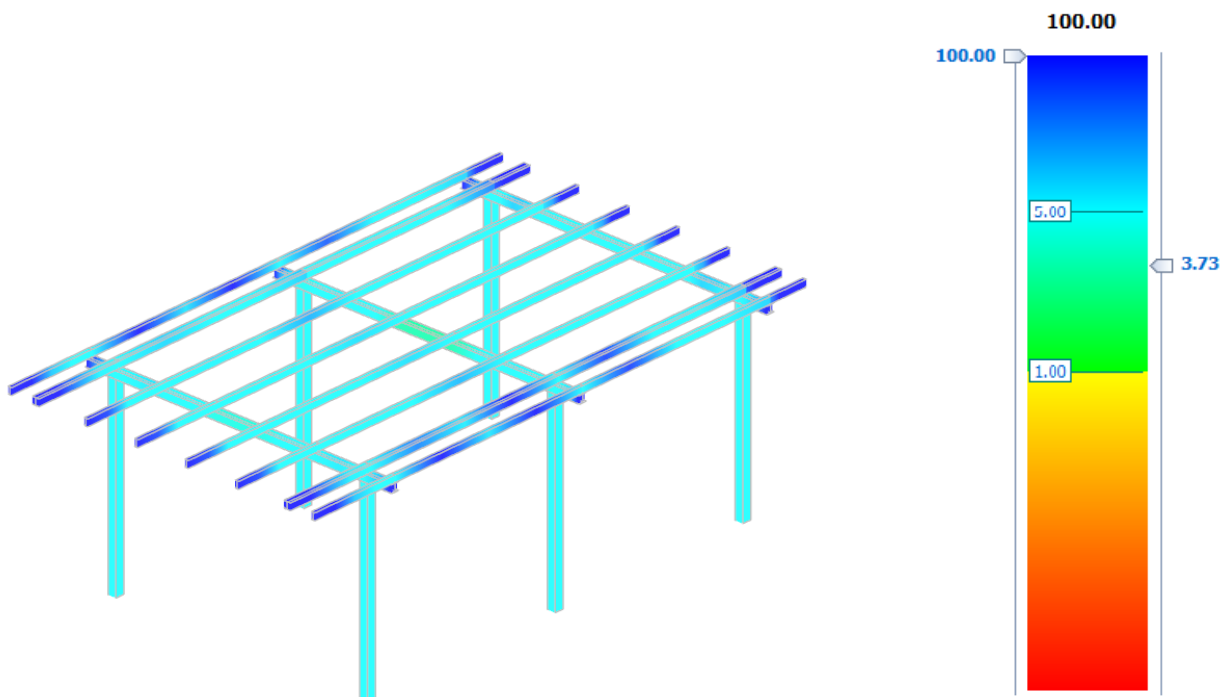
Coefficienti di sicurezza allo SLE per snellezza



A snellezza il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 1.03 per cui la struttura risulta essere verificata.

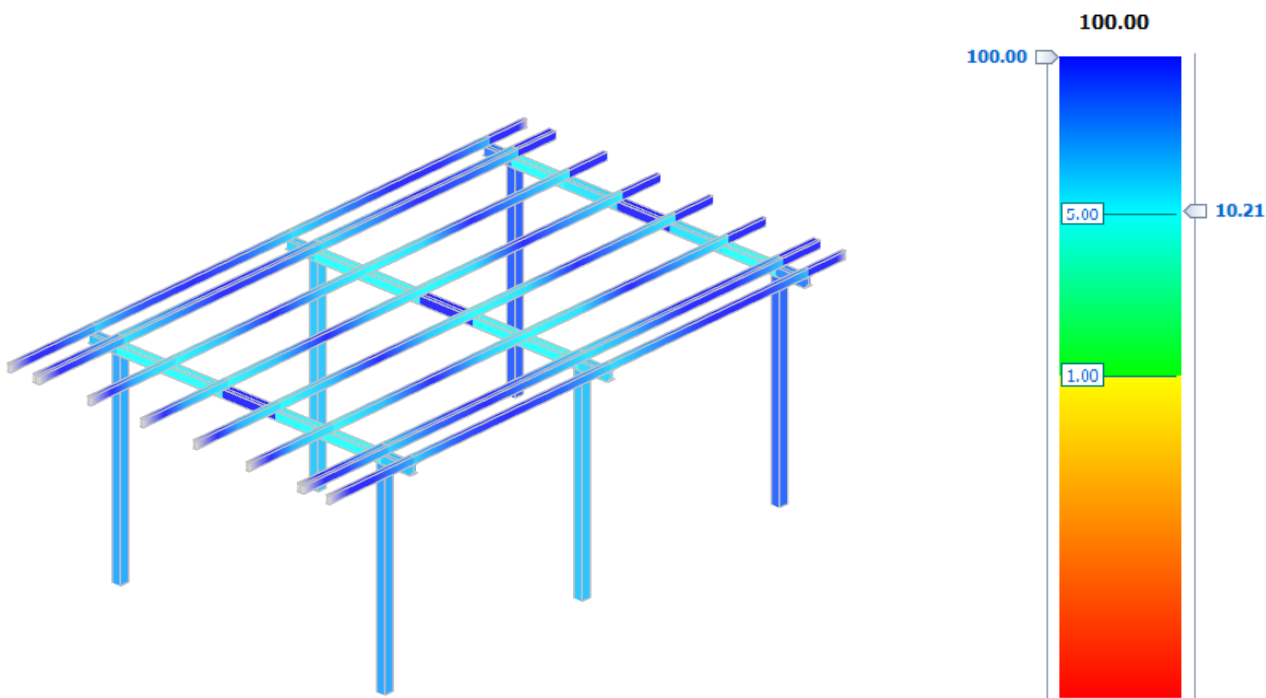
CORPO C:

Coefficienti di sicurezza allo SLU per flessione



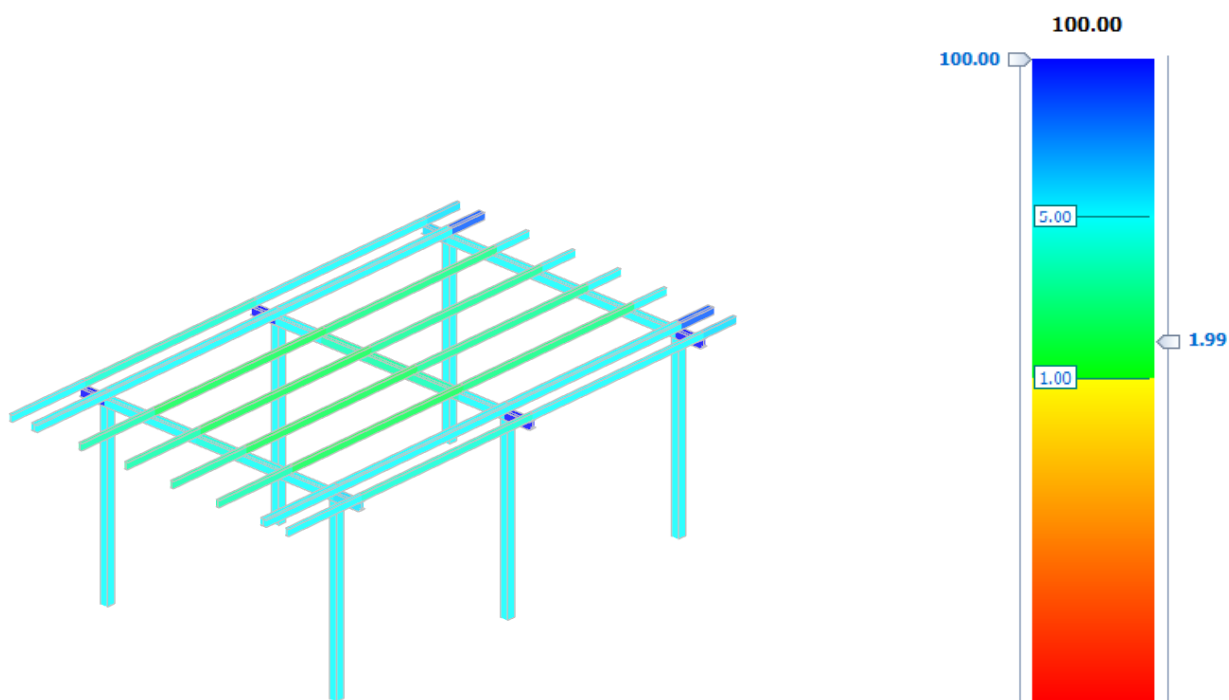
A flessione il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 3.73 per cui la struttura risulta essere verificata.

Coefficienti di sicurezza allo SLU per taglio



A taglio il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 10.21 per cui la struttura risulta essere verificata.

Coefficienti di sicurezza allo SLU per instabilità



A instabilità il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere 1.99 per cui la struttura risulta essere verificata.

Le verifiche statiche per azioni gravitazionali, allo stato di progetto, su tutti i componenti strutturali dei vari corpi della struttura, hanno restituito esito positivo, pertanto la struttura risulta idonea staticamente.

Per tutte le considerazioni sismiche e le annesse verifiche per azioni dinamiche, si rimanda all'apposita relazione di modellazione sismica allegata.

14. CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura hanno dato esito positivo per l'opera di progetto, pertanto la struttura risulta verificata rispetto alla crisi locale e globale in ogni sua parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 17 Gennaio 2018.

Si rilascia per gli usi consentiti dalla legge.

Il Tecnico

Ing. Rodolfo Fisciano

