

FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Italiadomani

BANDO PNRR ASILI NIDO 0 - 2 ANNI
MISSIONE 4 - COMPONENTE 1 - INVESTIMENTO 1.1
AMPLIAMENTO PER REALIZZAZIONE ASILO 0 - 2

COMUNE DI SANTA LUCIA DI PIAVE
AMPLIAMENTO DELLA SCUOLA PER L'INFANZIA "V. DA FELTRE"
REALIZZAZIONE ASILO 0 - 2 ANNI



PROGETTO ESECUTIVO

ELAB.	STRUTTURE	Rev. 01
3.2	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	Ottobre 2024

PROGETTISTA:

Dott. Arch. Stefano Meneghini

Dott. Ing. Carmine Pasquale

COLLABORATORE:

Dott. in Arch. Edoardo Valvasori



Carmine Pasquale



CONSYLIO s.r.l. - Società di Ingegneria

Piazzetta Cesira Gasparotto, 6 - 35131 Padova (PD) - Tel/ Fax 049 8072072

www.consylio.eu - info@consylio.eu

Società Certificata:

UNI EN ISO 9001:2015 - DASA IQ-0117-05

UNI EN ISO 14001:2015 - DASA IE-0824-01

UNI EN ISO 45001:2023 - DASA IS-0824-01

UNI/Pr 125:2022 - DASA IPDR-1023-06

UNI CEI 11339:2023 - ICMQ 24-01296

"The way for global sustainability"

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

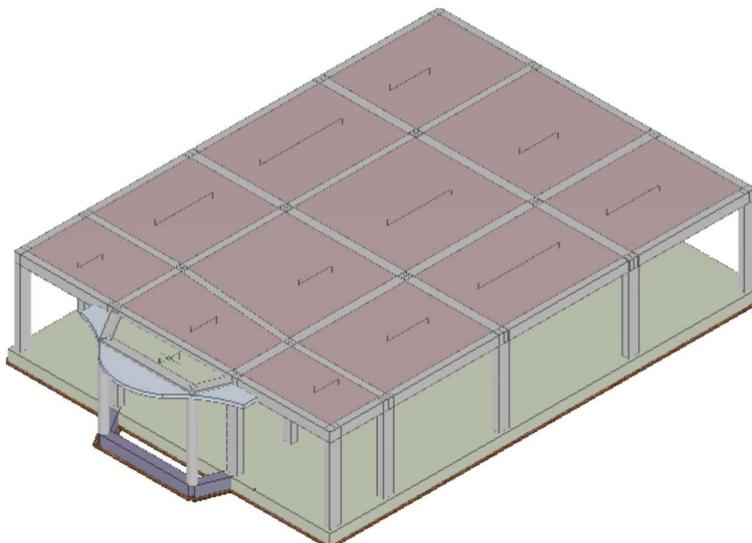
In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 7.4.3.1. (TIPOLOGIE STRUTTURALI) delle NTC2018, la struttura oggetto della presente ha una struttura sismo-resistente di tipo a **telaio**:

- strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base >65% della resistenza a taglio totale;

Essa è stata modellata e calcolata considerando che sarà destinata ad **asilo nido** e quindi è stata considerata di classe d'uso III.

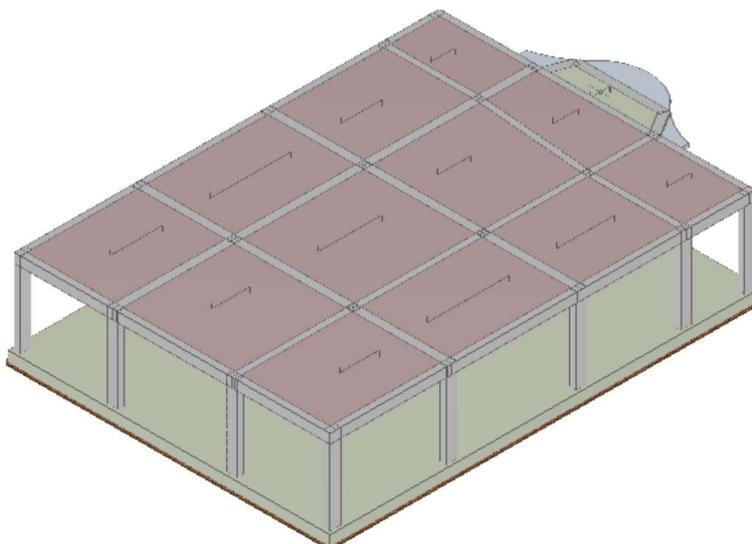
Vista Anteriore

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)



2 - 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 dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T, i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	C _{Erid} [%]	Stz	R _{ck} [N/mm ²]	R _{cm} [N/mm ²]	%R _{ck}	γ _c	f _{cd} [N/mm ²]	f _{ctd} [N/mm ²]	f _{cfm} [N/mm ²]	N	n Ac
C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25 000	0,000010	31 447	13 103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

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}].
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_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T, i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Stz	LMT	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yd} [N/mm ²]	f _{td} [N/mm ²]	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}		
																NCnt	Cnt	
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																		
002	78 500	0,000010	210 000	80 769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-

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.
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.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiale	SL	Tensione di verifica	σ _{d,amm} [N/mm ²]
C25/30_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	14,94
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

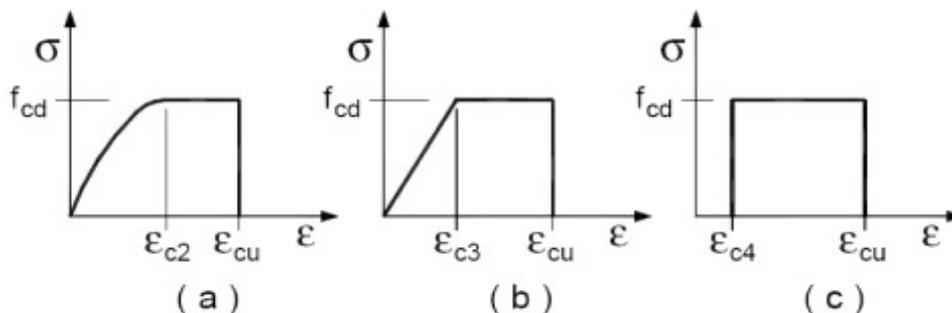
LEGENDA:

- SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
σ_{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.

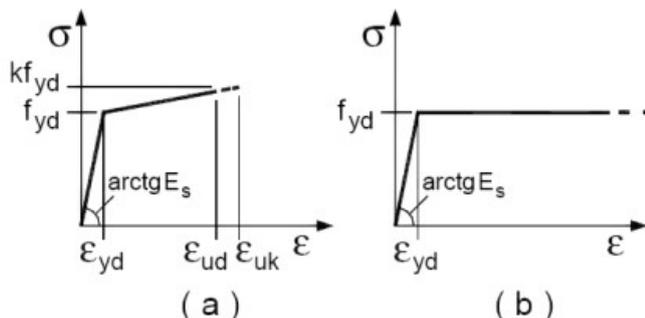
I valori di deformazione assunti sono:

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

$$\varepsilon_{c4} = 0,0035.$$

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.



3 - 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 ed allegate, 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 **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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.

4 - ANALISI DEI CARICHI

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:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Doppia fodera 30cm (12+8)	Carico Permanente	Fodera esterna (12 cm) e fodera interna (8 cm)	1.600	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Soletta Scuola	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Finitura	1.000	Coperture praticabili di scuole (Cat. I – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	1.200
003	S	Platea	Autorimessa <= 30kN	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo	2.000	Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2.500	0

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
004	S	Solaio Predalles Spessore 25 cm	Coperture praticabili (Cat. C)	Solaio predalles di spessore 25 cm. (soletta di spessore pari a 4 cm)	4.200	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.500	(Cat. F – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018) Coperture praticabili di scuole (Cat. I – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	1200
005	S	Sbalzo spessore 15	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	Peso proprio calcestruzzo	4.000	Finiture	900	Coperture praticabili di scuole (Cat. I – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	1200

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.
T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.
PP, PNS, Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale.
SA Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

5 – 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 (**15**) per la struttura principale ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.99
salvaguardia della vita	Y	99.99
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	9.74

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.

5.5 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

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 && \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

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

5.6 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.

5.7 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.

6 - 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.

6.1 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:

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

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:
- 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 **1200 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.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

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.

6.2 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;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ 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.

6.3 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
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} : 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 riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (4) e "**Rara**" (3).

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.

6.4 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	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²

Mappa delle zone di carico della neve
[cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

Zone di carico della neve

I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

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

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

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

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

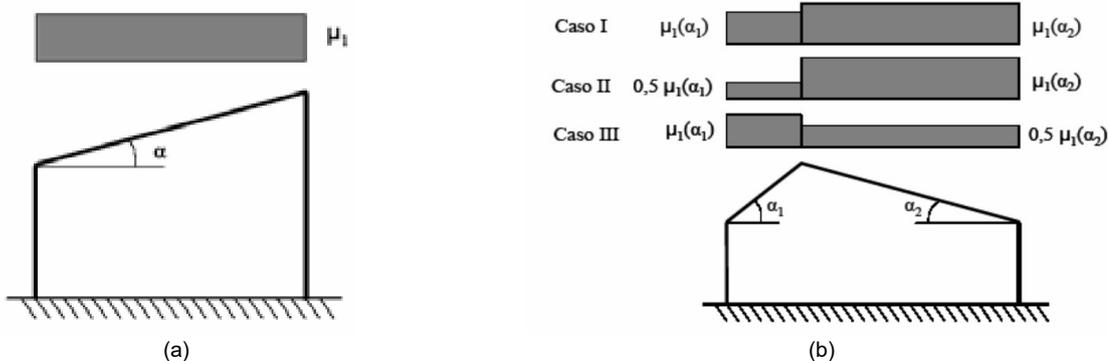
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

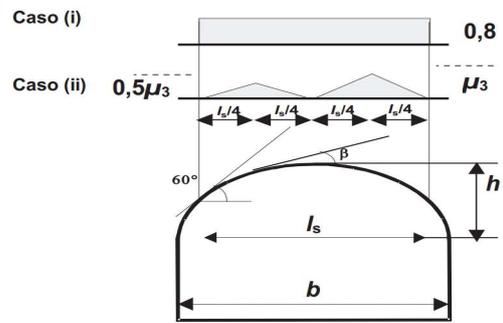
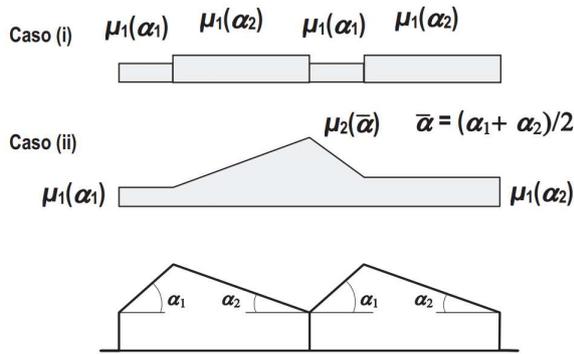
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60-\alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

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);

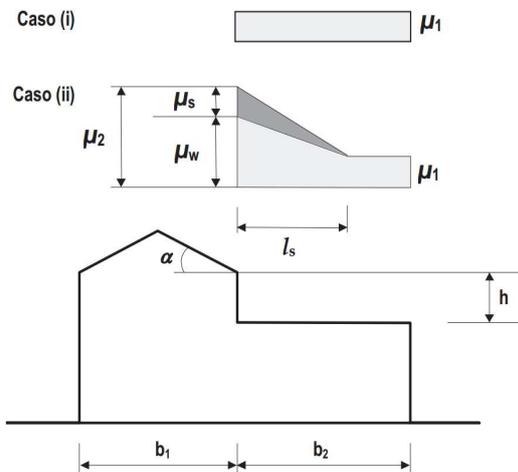
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.1 D.M. 2018)

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

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

6.4.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 0,8 \\ \mu_2 &= \mu_s + \mu_w \\ \mu_s &= 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ \\ \mu_s &= 0,5 \mu_{sup} \text{ per } \alpha > 15^\circ \end{aligned}$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 h$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$\begin{aligned} 0,8 &\leq \mu_w \leq 4,0 \\ 5 \text{ m} &\leq l_s \leq 15 \text{ m} \end{aligned}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

6.5 Azione del Vento

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

6.5.1 Calcolo pressione normale e tangenziale

• Pressione Normale

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a 1,25 kg/m³);

v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):

$$v_r = v_b \cdot C_r, \text{ con:}$$

α_r : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da: $v_b = v_{b,0} \cdot C_a$

dove:

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0.$$

$$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m.}$$

$v_{b,0}$, a_0 , k_s : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018;

a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni [10 anni; 500 anni].

- C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (\text{relazione 3.3.7 - D.M. 2018});$$

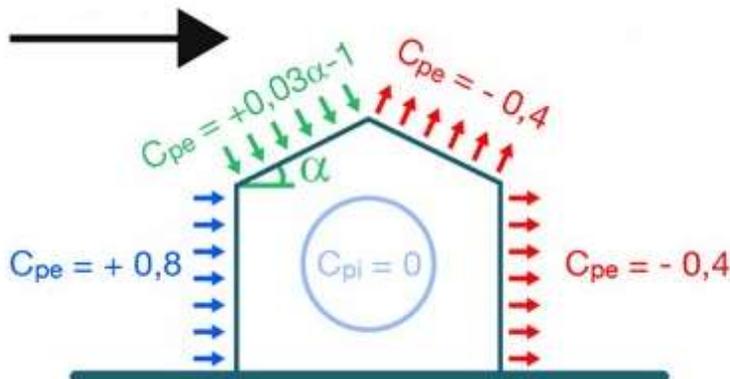
dove:

k_r , z_0 , z_{\min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);

c_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

- C_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).

La valutazione dei coefficienti di forma o coefficienti aerodinamici (C_p), applicati automaticamente dal programma alle superfici esposte al vento indicate dall'utente, è stata formulata nell'ipotesi di costruzioni "stagne" (coefficiente di pressione interna C_{pi} nullo), a pianta rettangolare con coperture piane, inclinate o a falde (si veda la figura di esempio seguente per vento agente da sinistra a destra).



In tutte le altre situazioni in cui tali ipotesi non risultino soddisfatte (coperture multiple, tettoie, pensiline, ecc.), occorre procedere ad una opportuna valutazione dei coefficienti di forma, modificando quanto proposto dal programma.

- c_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

• **Pressione Tangenziale**

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione

$$p_f = q_r \cdot C_e \cdot C_f \quad (\text{relazione 3.3.5 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r, C_e : definiti in precedenza;
- C_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente funzione (valori presi dalla Tab. C3.3.I della Circolare 2018).

Per il caso in esame:

VENTO - CALCOLO PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Vento - calcolo pressione cinetica di riferimento										
α	DIR	a_s	Zona	$V_{b,0}$	a_0	k_s	V_b	T_R	α_R	q_b
[°]		[m]		[m/s]	[m]		[m/s]	[anni]		[N/m ²]
0,00	+X; -X; +Y; -Y	51	1	25	1.000	0,400	25,00	50	1,00	391

LEGENDA:

- α Angolo di inclinazione del vento rispetto all'asse x
- DIR** Direzioni locali di calcolo del vento
- a_s Altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;
- Zona** Zona di riferimento per il calcolo del vento;
- $V_{b,0}, a_0, k_s$ Parametri per la definizione della velocità base di riferimento
- V_b Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
- T_R Periodo di ritorno;
- α_R Coefficiente per il calcolo della pressione cinetica di riferimento;
- q_b Pressione cinetica di riferimento.

VENTO - CALCOLO COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Vento - calcolo coefficiente di esposizione								
Z	d_{ct}	CIRg	Cat exp	k_r	Z_G	Z_{min}	C_t	C_e
[m]	[km]				[m]	[m]		
0,00	sulla costa,	B	IV	0,22	0,30	8,00	1,00	1,63
3,85	oltre 30 Km							1,63

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
- d_{ct} Distanza dalla costa;
- CIRg** Classe di rugosità del terreno (A, B, C, D);
- Cat exp** Categoria di esposizione del sito (I, II, III, IV, V);
- k_r Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione;
- $Z_0,$
- Z_{min}
- C_t Coefficiente di topografia;
- C_e Coefficiente di esposizione;

VENTO - CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

Vento - calcolo pressione del vento								
Z	q_b	C_e	C_p	C_d	p	Scz	C_f	p_f
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0,00	391	1,63	1,00	1,00	638	Liscia (0.01)	0,01	6
3,85		1,63			638			6

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
- q_b Pressione cinetica di riferimento.
- C_e Coefficiente di esposizione;
- C_p Coefficiente di forma/aerodinamico.
(*) Valorizzato al momento del calcolo della pressione agente sul singolo elemento strutturale ed è funzione della posizione dello stesso (sopravento/sottovento);
- C_d Coefficiente dinamico;
- p** Pressione normale (senza il contributo di C_p);
- Scz** Scabrezza della superficie (liscia, scabra, molto scabra);
- C_f Coefficiente d'attrito;
- p_f Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

6.5.2 Applicazione delle forze sulla struttura

Per ogni superficie esposta all'azione del vento si individua la posizione del baricentro e in corrispondenza di esso, dal diagramma delle pressioni dell'edificio, si ricava la pressione per unità di superficie.

Per gli elementi **strutturali** la pressione è trasformata in:

- forze lineari per i beam (*pilastrini e travi*);
- forze nodali per le shell (*pareti, muri e solette*).

Per gli elementi **non strutturali** (*tamponature, solai e balconi*) la forza totale (pressione nel baricentro x superficie) viene divisa per il perimetro in modo da ottenere una forza per unità di lunghezza che viene applicata sugli elementi strutturali confinanti.

7 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

7.2 Sintesi delle funzionalità generali del codice di calcolo impiegato

Il codice di calcolo utilizzato è "Edilus" della software house ACCA Software S. P. A.. 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 pilastrini) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastrini, 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.

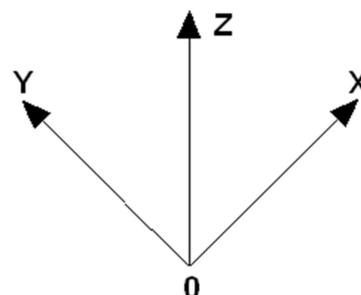
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

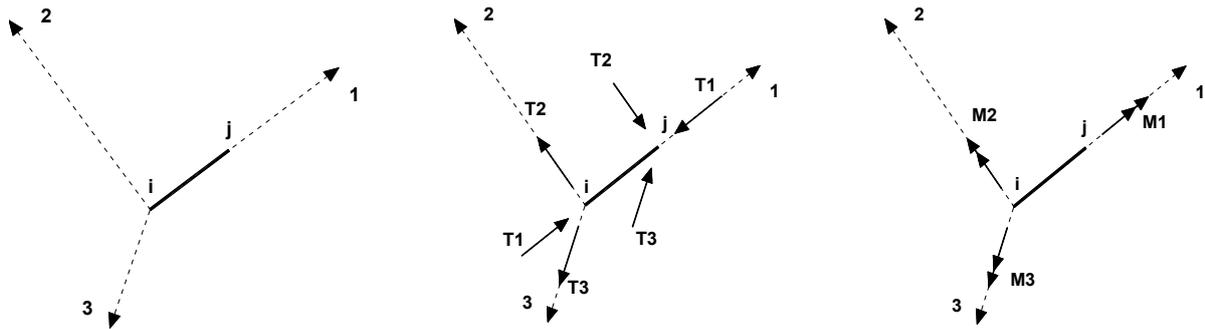
7.3 Sistemi di Riferimento

7.3.1 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).



7.3.2 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.

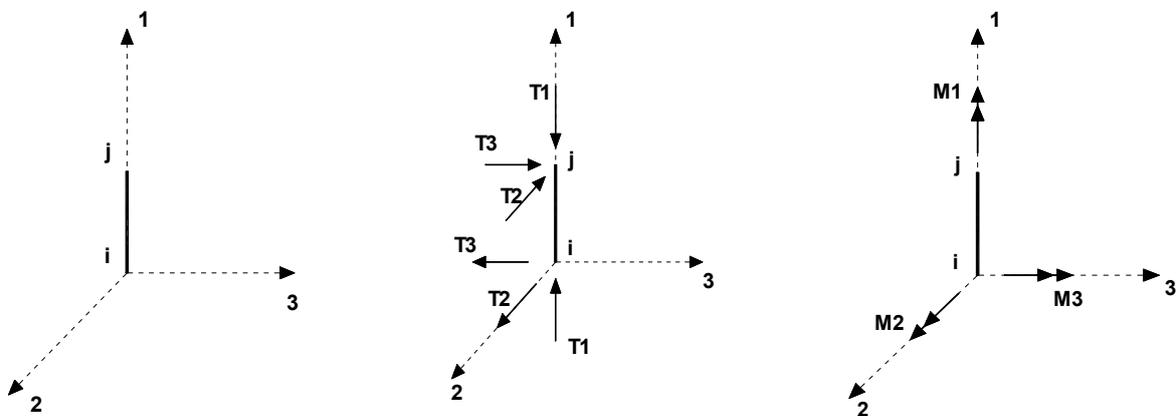
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- 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 .

7.3.3 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:

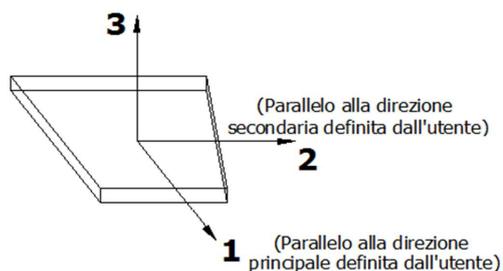
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;

- 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.

7.3.4 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.



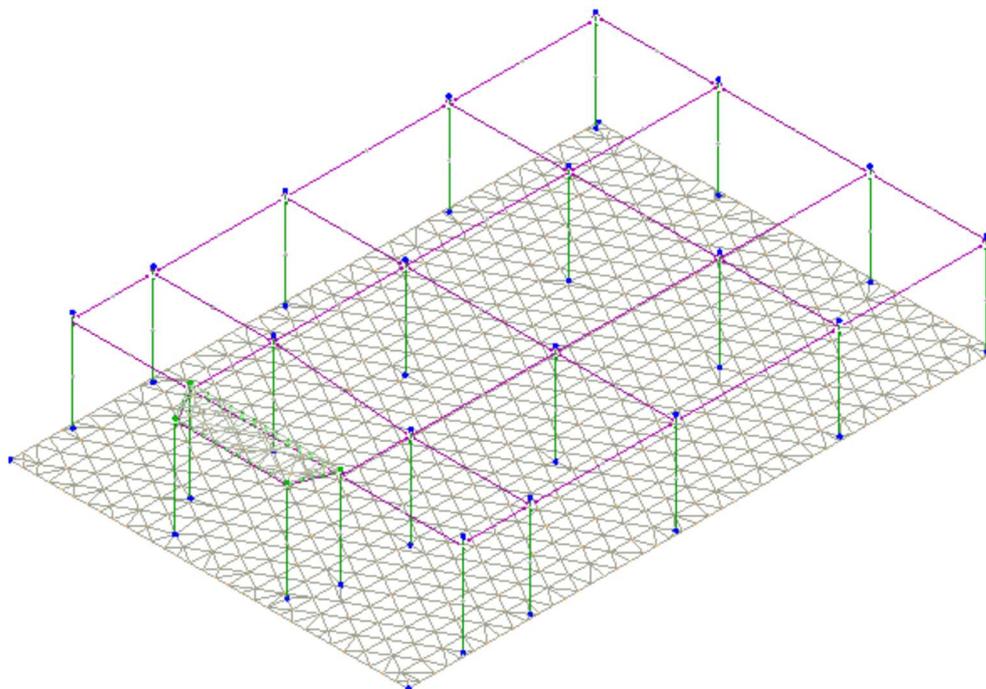
7.4 Modello di Calcolo

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

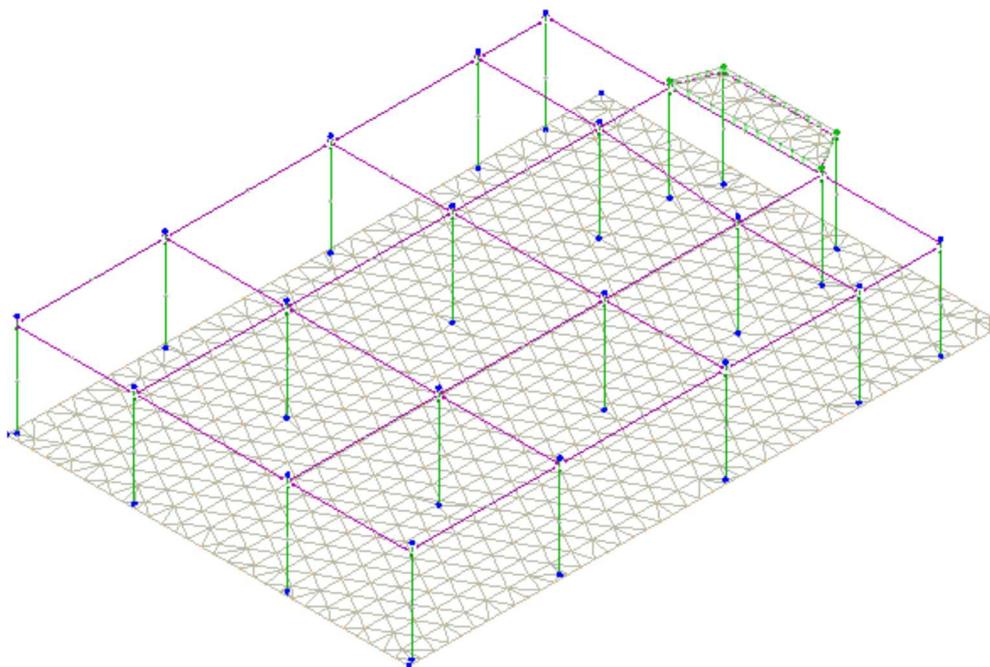
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

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

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.

8 - 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.

8.1 Verifiche di Resistenza

8.1.1 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.

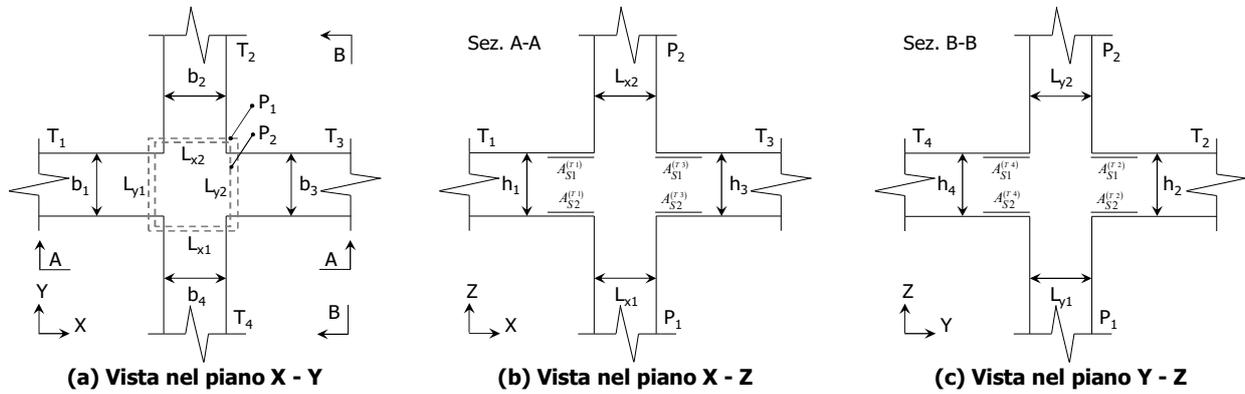
Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

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.

8.1.1.1 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:

$$\min\{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{y1}, L_{y2}\} \quad \min\{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_1, h_3\}$$

$$\min\{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{x1}, L_{x2}\} \quad \min\{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_2, h_4\}$$

- **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 tagliante 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:

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

$\alpha_j = 0,48 (f_{ck,c}/f_{ck})$ (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:

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

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

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

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

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

$h_{jc}^{(P_{1,i})}$ 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;

$v_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2}L_{y2}f_{cd}}$ 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):

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

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):

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

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

dove:

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

$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1}L_{y1}f_{cd}}$ 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:

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

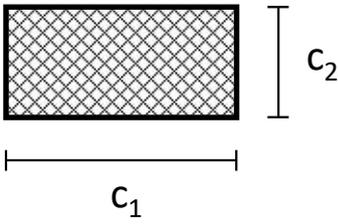
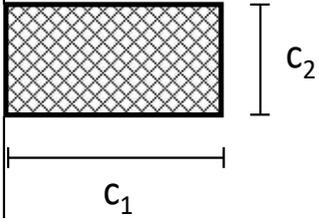
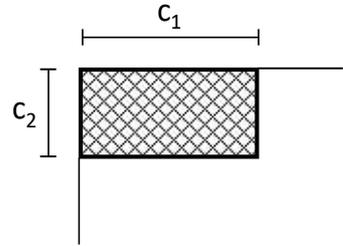
dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

8.1.1.2 Verifica di punzonamento dei nodi

I nodi in c.a. sono stati verificati a punzonamento ai sensi dei §§ 6.4 e 9.4.3 dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2015). La verifica è stata eseguita nel modo illustrato nel seguito.

STEP 1: verifica dell'idoneità geometrica

In primo luogo è stato verificato che l'elemento punzonante e quello punzonato siano dimensionati correttamente. Per effettuare questo controllo viene individuato un perimetro di verifica (detto u_0) pari al perimetro utile dell'elemento punzonante (es. perimetro del pilastro) in funzione della posizione (interna, di bordo o d'angolo). Nella figura che segue vengono illustrati alcuni casi tipici.

interno	di bordo	d'angolo
$u_0 = 2 (C_1 + C_2)$	$u_0 = C_2 + 3d \leq C_2 + 2 C_1$	$u_0 = 3d \leq C_1 + C_2$
		

Si noti che, nella tabella precedente, d rappresenta l'altezza utile dell'elemento punzonato, pari alla media delle altezze utili nelle due direzioni armate (d_y e d_z):

$$d = \frac{d_y + d_z}{2};$$

dove:

- $d_y = h - c - \frac{\Phi_y}{2}$ è l'altezza utile lungo y ;
- $d_z = h - c - \Phi_y - \frac{\Phi_z}{2}$ è l'altezza utile lungo z ;
- c è il copriferro, ovvero il ricoprimento delle armature;
- Φ_y e Φ_z sono i diametri delle barre delle armature longitudinali della soletta nelle direzioni principale e secondaria. La verifica lungo il perimetro caricato consiste nel controllare che (eq. (6.53) UNI EN 1992-1-1:2015):

$$V_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

dove:

- β è un coefficiente che dipende dall'eccentricità (rapporto tra momento flettente e sforzo normale) del carico applicato all'elemento punzonante. In via semplificata, questo fattore può essere stimato in relazione alla posizione in pianta del pilastro (si veda la seguente Fig. 6.21N della UNI EN 1992-1-1:2015 e la relativa tabella);
- V_{Ed} è lo sforzo di punzonamento di progetto allo SLU;
- $v = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$.

posizione elemento punzonante	β
interna	1,15
di bordo	1,4

d'angolo	1,5
----------	-----

STEP 2: Verifica lungo il perimetro critico in assenza di armature

La verifica di punzonamento si esegue normalmente in corrispondenza del perimetro critico (indicato con u_1) lungo il quale si assume che possa verificarsi, allo stato limite ultimo, la rottura a punzonamento. Il perimetro critico di pilastri in elevazione, ai sensi della UNI EN 1992-1-1:2015, è ad una distanza $2d$ dal perimetro convesso dell'elemento punzonante, eventualmente escludendo i limiti della soletta (per pilastri di bordo e d'angolo, cfr. Figg. 6.13 e 6.15 UNI EN 1992-1-1:2015):

pilastro Interno	pilastro di Bordo	pilastro d'Angolo
$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 4 \cdot \pi \cdot d$	$u_1 = c_2 + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot \pi \cdot d$	$u_1 = c_1 + c_2 + \pi \cdot d$

Nel caso di elementi di fondazione, invece, il perimetro critico è da individuarsi in modo iterativo tra tutti quelli con il minore coefficiente di sicurezza, fino ad una distanza di $2d$ dal pilastro. Similmente a quanto avviene per gli elementi non armati a taglio con una specifica armatura trasversale (si pensi ai solai), è possibile assumere una resistenza intrinseca dell'elemento punzonato anche in assenza di armature (trattandosi di un meccanismo a taglio):

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$;
- $k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}}; 2 \right]$;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$;
- $\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{(c_1 + 6d)d}$ e $\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{(c_2 + 6d)d}$ sono le armature longitudinali nelle due direzioni che attraversano la dimensione colonna (c_1 o c_2) maggiorata di $3d$ su ciascun lato;
- $k_1 = 0,1$
- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$ è la tensione normale media nelle direzioni y e z del piano della soletta (per esempio dovute alla precompressione);
- $\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$ $\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$;
- $v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [MPa]$.

STEP 3: Progetto delle armature a punzonamento

Qualora non sia possibile, con il solo contributo del calcestruzzo, assorbire la totalità dello sforzo punzonante, vengono disposte delle armature a punzonamento di area totale, lungo il perimetro critico, pari ad A_{sw} . Siccome non è nota a priori la reale posizione della superficie critica di rottura a punzonamento, la norma prevede di "replicare" queste armature in modo concentrico rispettando i limiti dimensionali indicati nel prosieguo. Vengono, quindi, disposte un certo numero di "file", tutte di area totale A_{sw} e concentriche al pilastro e via via più distanti da questo. L'armatura totale a punzonamento di una fila (A_{sw}) deve essere scelta in modo tale che sia soddisfatta la seguente verifica:

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha / (u_1 \cdot d);$$

dove:

- s_r è l'interasse radiale dell'armatura a punzonamento (ovvero la distanza tra due file di armature concentriche):

- $f_{ywd,ef}$ è la tensione di snervamento di progetto efficace delle armature a punzonamento:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd};$$

- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura a punzonamento con l'orizzontale.

È possibile scegliere tra due possibili tipologie di armature a punzonamento:

- 1) *cuciture verticali* (pioli o perni tipo "stud"): in questo caso, trattandosi di armature verticali, sarà possibile assumere $\alpha = 90^\circ$;
- 2) *ferri piegati*: in questo caso, la piegatura potrà avvenire con un angolo α compreso tra 30° e 45° e si potrà assumere, nel caso di un'unica fila di armature:

$$(d/s_r) = 0,67.$$

STEP 4: Dettagli esecutivi

La disposizione delle armature a punzonamento deve essere fatta seguendo i dettagli esecutivi indicati nel § 9.4.3 della UNI EN 1992-1-1:2015. In primo luogo occorrerà calcolare il perimetro u_{out} oltre il quale non sono più richieste armature. Quest'ultimo è pari a:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (V_{Rd,c} \cdot d).$$

I dettagli esecutivi possono essere così riassunti (cfr. Fig. 9.10 UNI EN 1992-1-1:2015):

- 1) *per cuciture verticali*: la prima fila deve partire ad una distanza compresa tra $0,3$ e $0,5$ d dalla faccia del pilastro; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità \leq di $0,75$ d ; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza \leq di $1,5$ d dal perimetro u_{out} ;
- 2) *per ferri piegati*: la prima fila deve partire ad una distanza minore di $0,5$ d dalla faccia del pilastro; le barre possono essere disposte in pianta ad una distanza dalle facce del pilastro minore o uguale a $0,25$ d ; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità minore o uguale a $0,75$ d ; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza minore o uguale a $1,5$ d dal perimetro u_{out} .

Infine, l'area minima della singola armatura a punzonamento deve risultare:

$$A_{sw,1} \geq A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) (s_r s_t)};$$

dove s_t è la distanza tangenziale massima tra le armature lungo una stessa fila, pari ad almeno $1,5$ d per file interne al perimetro u_1 e 2 d per file esterne al perimetro u_1 .

8.1.1.3 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

8.2 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 4** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

8.3 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltretutto dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

8.3.1 Travi in c.a.

Le armature degli elementi trave sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.1 del D.M. 2018:

$$A_s \geq A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right\} \quad [\text{TR-C4-A}]$$

$$\max \{ A_s; A'_s \} \leq A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad [\text{TR-C4-B}]$$

$$A_{st} \geq A_{st,\min} = 1,5 b \text{ mm}^2 / m \quad [\text{TR-C4-C}]$$

$$p_{st} \geq p_{st,\min} = \min \{ 33,3 \text{ cm}; 0,8 d \} \quad [\text{TR-C4-D}]$$

$$A_{st} \geq 0,5 A_{sw} \quad [\text{TR-C4-E}]$$

$$p_{st} \geq 15 \Phi \quad [\text{TR-C4-F}]$$

dove:

- A_s e A'_s sono le aree di armature tese e compresse;
- f_{ctm} è la resistenza a trazione media del cls;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica allo snervamento;
- b_t è la larghezza media della zona tesa della trave (pari alla larghezza della trave o dell'anima nel caso di sezioni a T);
- d è l'altezza utile della trave;
- b è lo spessore minimo dell'anima in mm;
- p_{st} è il passo delle staffe;
- A_c è l'area della sezione di cls;
- A_{st} è l'area delle staffe;
- A_{sw} è l'area totale delle armature a taglio (area delle staffe più area dei ferri piegati);
- dove Φ è il diametro delle armature longitudinali compresse.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.1 del D.M. 2018:

$$b_t \geq b_{t,\min} = 20 \text{ cm} \quad [\text{TR-LG-A}]$$

$$b_t \leq b_{t,\max} = \min \{ b_c + h_t; b_c \} \quad [\text{TR-LG-B}]$$

$$b_t/h_t \geq (b_t/h_t)_{\min} = 0,25 \quad [\text{TR-LG-C}]$$

$$L_{zc} = 1,5 h_t \text{ (CD-A)}; L_{zc} = 1,0 h_t \text{ (CD-B)} \quad [\text{TR-LG-D}]$$

dove:

- b_t e h_t sono la base e l'altezza delle travi, rispettivamente;
- b_c è la larghezza della colonna;
- L_{zc} è la larghezza della zona dissipativa.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.1 del D.M. 2018, illustrate nel seguito.

Armature longitudinali

$$n_{\phi l} > n_{\phi l,\min} = 2 \quad [\text{TR-AL-A}]$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_{yk}} < \rho = \frac{A_s}{b h} < \rho_{\max} = \rho_{cmp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad [\text{TR-AL-B}]$$

$$\rho_{cmp} \geq \rho_{cmp,\min} \quad [\text{TR-AL-C}]$$

dove:

- $n_{\phi l}$ è il numero di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- $n_{\phi l,\min}$ è il minimo numero possibile di barre al lembo inferiore o superiore, di diametro almeno pari a 14 mm;
- ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa (rapporto tra le aree delle armature, A_s , e l'area della sezione rettangolare, $b \times h$);
- ρ_{cmp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
- $\rho_{cmp,\min} = 0,25 \rho$ per zone non dissipative, oppure $1/2 \rho$ per zone dissipative.
- f_{yk} è la resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio in MPa.

Armature trasversali

$$p_{st} \leq p_{st,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{d}{4}; 175 \text{ mm}; 6\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] \quad (CD-A) \\ \left[\frac{d}{4}; 225 \text{ mm}; 8\Phi_l; 24\Phi_{st} \right] \quad (CD-B) \end{array} \right. \quad [\text{TR-AT-A}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st,min} = 6 \text{ mm} \quad [\text{TR-AT-B}]$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- Φ_l è il diametro più piccolo delle barre longitudinali utilizzate;
- Φ_{st} è il diametro più piccolo delle armature trasversali utilizzate;
- $\Phi_{st,min}$ è il minimo diametro delle staffe da normativa.

8.3.2 Pilastri in c.a.

Le armature degli elementi pilastri sono state dimensionati seguendo i dettagli strutturali previsti al punto 4.1.6.1.2 del D.M. 2018, nel seguito indicati:

$$\Phi_l \geq \Phi_{l,min} = 12 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-A}]$$

$$i \leq i_{max} = 300 \text{ mm} \quad [\text{PL-C4-B}]$$

$$A_{sl} \geq A_{sl,min} = \max \left\{ 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,003 A_c \right\} \quad [\text{PL-C4-C}]$$

$$p_{st} \leq p_{st,max} = \min \{ 12\Phi_l, 250 \text{ mm} \} \quad [\text{PL-C4-D}]$$

$$\Phi_{st} \geq \Phi_{st,min} = \max \left\{ 6 \text{ mm}; \frac{\Phi_{l,max}}{4} \right\} \quad [\text{PL-C4-E}]$$

$$A_{sl} \leq A_{sl,max} = 0,04 A_c \quad [\text{PL-C4-F}]$$

dove:

- Φ_l e $\Phi_{l,min}$ sono, rispettivamente, il diametro più piccolo utilizzato ed il diametro minimo da norma delle barre longitudinali;
- i e i_{max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- A_{sl} è l'area totale delle armature longitudinali;
- N_{Ed} è la forza di compressione di progetto;
- f_{yd} è la tensione di calcolo dell'acciaio;
- A_c è l'area di cls;
- p_{st} e $p_{st,max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- Φ_{st} e $\Phi_{st,min}$ sono, rispettivamente, il diametro minimo utilizzato ed il diametro minimo consentito da norma delle staffe;
- $\Phi_{l,max}$ è il diametro massimo delle armature longitudinali utilizzate;
- $A_{sl,max}$ è l'area massima da norma dei ferri longitudinali;
- A_c è l'area di cls.

Ai fini di un buon comportamento sismico, sono rispettate le seguenti limitazioni geometriche, ai sensi del § 7.4.6.1.2 del D.M. 2018:

$$b_c \geq b_{c,min} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-LG-A}]$$

$$L_{zc} \geq L_{zc,min} = \max\{h_c, 1/6 L_l, 45 \text{ cm}\} \text{ se } L_l \geq 3 h_c \quad [\text{PL-LG-B}]$$

$$L_{zc} \geq L_{zc,min} = \max\{h_c, L_l, 45 \text{ cm}\} \text{ se } L_l < 3 h_c$$

dove:

- b_c è la dimensione minima della sezione trasversale del pilastro;
- $b_{c,min}$ è la dimensione minima consentita della sezione trasversale del pilastro;
- L_{zc} è la lunghezza della zona critica;
- $L_{zc,min}$ è la lunghezza minima consentita della zona critica;
- h_c è l'altezza del pilastro;
- L_l è la luce libera del pilastro.

Inoltre, per il dimensionamento delle armature, vengono rispettate le prescrizioni del § 7.4.6.2.2 del D.M. 2018:

Armature longitudinali

$$i \leq i_{\max} = 25 \text{ cm} \quad [\text{PL-AL-A}]$$

$$\rho_{\min} = 1\% \leq \rho \leq \rho_{\max} = 4\% \quad [\text{PL-AL-B}]$$

dove:

- i e i_{\max} sono, rispettivamente, l'interasse massimo utilizzato e l'interasse massimo consentito da norma delle barre longitudinali;
- ρ è il rapporto tra l'area totale di armatura longitudinale e l'area della sezione retta.

Armature trasversali

$$\Phi_{st} > \Phi_{st,\min} = \begin{cases} \max \left[6 \text{ mm}; \left(0,4 \Phi_{l,\max} \sqrt{\frac{f_{yd,l}}{f_{yd,st}}} \right) \right] & \text{CD - A} \\ 6 \text{ mm} & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-A}]$$

$$p_{st} \leq p_{st,\max} = \min \begin{cases} \left[1/3 b_{c,\min}; 12,5 \text{ cm}; 6 d_{bl,\min} \right] & \text{CD - A} \\ \left[1/2 b_{c,\min}; 17,5 \text{ cm}; 8 d_{bl,\min} \right] & \text{CD - B} \end{cases} \quad [\text{PL-AT-B}]$$

dove:

- Φ_{st} è il più piccolo diametro delle staffe utilizzato;
- $\Phi_{st,\min}$ è il minimo diametro delle staffe utilizzabile;
- $\Phi_{l,\max}$ è il diametro massimo delle barre longitudinali utilizzate;
- $f_{yd,l}$ e $f_{yd,st}$ sono le tensioni di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.
- p_{st} e $p_{st,\max}$ sono, rispettivamente, il passo massimo utilizzato ed il passo massimo consentito da norma per le staffe;
- $b_{c,\min}$ è la dimensione minore del pilastro;
- $d_{bl,\min}$ è il diametro minimo delle armature longitudinali.

Inoltre, è stato effettuato il seguente controllo sulla duttilità minima dei pilastri:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \omega_{wd,\min} = 0,08 \quad [\text{PL-AT-C}]$$

dove:

- $V_{st} = A_{st} L_{st}$ è il volume delle staffe di contenimento;
- V_{nc} è il volume del nucleo confinato ($= b_0 h_0 s$ per sezioni rettangolari; $= \pi(D_0/2)^2 s$ nel caso di sezioni circolari);
- A_{st} è l'area delle staffe;
- L_{st} è il perimetro delle staffe;
- b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato, misurate con riferimento agli assi delle staffe;
- D_0 è il diametro del nucleo confinato misurato rispetto all'asse delle staffe;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto delle staffe;
- f_{cd} è la tensione di progetto a compressione del cls.

8.3.2.1 Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le sole zone dissipative allo spiccato della fondazione (o della struttura scatolare rigida), e per le zone terminali di tutti i PILASTRI SECONDARI, sono obbligatorie le verifiche di duttilità previste al § 7.4.4.2.2 del D.M. 2018. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispetta la limitazione seguente, cfr. [7.4.29] del D.M. 2018:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \omega_{wd, \min} = \begin{cases} \max \left\{ \frac{1}{\alpha} \left(30 \mu_{\phi} \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right); 0,08 \right\} & \text{CD - B} \\ \max \left\{ \frac{1}{\alpha} \left(30 \mu_{\phi} \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \right); 0,12 \right\} & \text{CD - A} \end{cases}$$

dove:

- $V_{st} = A_{st} L_{st}$ è il volume delle staffe di contenimento;
- V_{nc} è il volume del nucleo confinato (= $b_0 h_0 s$ per sezioni rettangolari; = $\pi(D_0/2)^2$ nel caso di sezioni circolari);
- A_{st} è l'area delle staffe;
- L_{st} è il perimetro delle staffe;
- b_0 e h_0 sono le dimensioni del nucleo confinato, misurate con riferimento agli assi delle staffe;
- D_0 è il diametro del nucleo confinato misurato rispetto all'asse delle staffe;
- s è il passo delle staffe;
- $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ è il coefficiente di efficacia del confinamento;

a) per sezioni rettangolari:

- $\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0 h_0}$;
- $\alpha_s = \left[1 - \frac{s}{2b_0} \right] \left[1 - \frac{s}{2h_0} \right]$;
- n è il numero totale delle barre longitudinali;
- b_i è la distanza tra barre consecutive contenute;
- s è il passo delle staffe/legature;

b) per sezioni circolari:

- $\alpha_n = 1$;
- $\alpha_s = \left[1 - \frac{s}{2D_0} \right]^\beta$;
- $\beta = 2$ per staffe circolari singole e $\beta = 1$ per staffa a spirale;
- b_c e h_c sono la larghezza minima e la profondità della sezione trasversale lorda;
- $\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2(2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \left[1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right] & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$ (allo SLC)
- q_0 è il valore di base del fattore di comportamento (cfr. Tab. 7.3.II D.M. 2018)
- T_c è il periodo di inizio dello spettro a velocità costante (Eq. [3.2.5] D.M. 2018)
- T_1 è il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- $\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ (forza assiale adimensionalizzata allo SLV);
- N_{Ed} è lo sforzo normale massimo allo SLV;
- A_c è l'area di calcestruzzo;
- $\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio.

8.3.3 Nodi in c.a.

Il dimensionamento degli elementi trave e pilastro confluenti nel nodo è stato effettuato assicurando che le eccentricità delle travi rispetto ai pilastri siano inferiori ad 1/4 della larghezza del pilastro, per la direzione considerata (§ 7.4.6.1.3 D.M. 2018).

Le staffe progettate nel nodo sono almeno pari alle staffe presenti nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore. Nel caso di nodi interamente confinati il passo minimo delle staffe nel nodo è pari al doppio di quello nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore, fino ad un massimo di 15 cm.

9 - PROGETTAZIONE DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui funzione principale è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano. La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solaio:

- Solai in getto pieno (Tipo I);
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II);
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III).

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai di tipo:

Solai a pannelli prefabbricati

I solai e i balconi a pannelli prefabbricati sono solai misti realizzati mediante elementi prefabbricati ed elementi di alleggerimento in polistirolo o in laterizio. Quasi tutta l'armatura è già stata disposta in stabilimento secondo i calcoli eseguiti sul solaio in oggetto. In cantiere è possibile aggiungere dell'armatura di completamento, in particolare quella per i momenti negativi, nelle nervature da gettare in opera. Nella soletta di completamento, ove prevista, può essere posizionata un'armatura superiore diffusa su tutto l'estradosso.

Balconi in getto pieno

I solai in getto pieno (solette piene), sono stati utilizzati per realizzare balconi.

Modello di calcolo

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

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.

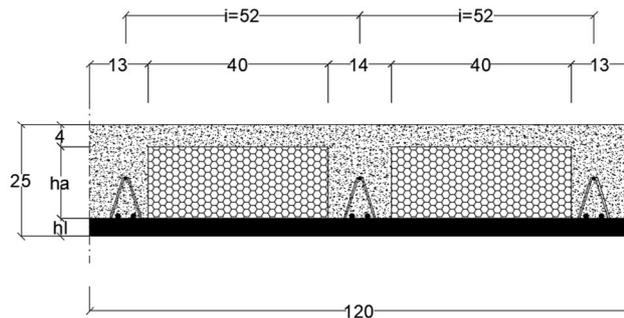
Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una trave continua su appoggi (o incastri cedevoli) comprensiva anche di sbalzi (balconi) in continuità.

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. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati "Tabulati di calcolo".

I balconi non inseriti nello schema di calcolo del solaio, oppure non in continuità con esso, sono modellati come delle travi a mensola, con estremo incastrato nella sezione di appoggio e l'altro libero.

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "Tabulati di calcolo".

LASTRA MODULO 120 CM



Armatura diffusa all'interno della lastra costituita dai correnti inferiori del traliccio e da armatura trasversale

MOVIMENTAZIONE E SOLLEVAMENTO

Durante le operazioni di movimentazione (sollevamento, trasporto e montaggio) deve essere garantita l'integrità delle lastre prefabbricate, evitando urti, strappi o altre cause di danneggiamento. E' necessario scaricare sempre e solo un manufatto per volta, in particolare se nella fase iniziale del sollevamento si manifestassero cedimenti del traliccio o crepe nel calcestruzzo che avvolge i correnti inferiori del traliccio stesso, interrompere immediatamente lo scarico, depositare subito il manufatto e contattare l'ufficio tecnico di competenza.

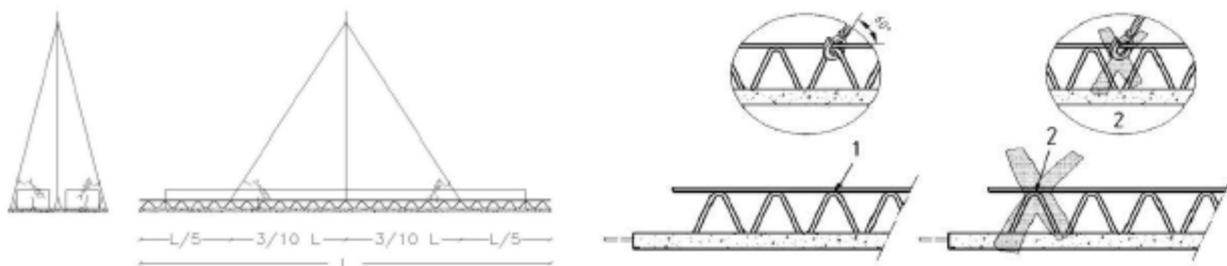
In ottemperanza alla legislazione vigente in materia di sicurezza sul lavoro, le lastre da solaio prefabbricate devono essere movimentate tramite idonee apparecchiature di sollevamento, aventi carico ammissibile adeguato al peso da movimentare, con personale idoneo, adeguatamente formato e dotato degli opportuni dispositivi di protezione individuale, secondo le normali prescrizioni di sicurezza in materia di movimentazione dei carichi per mezzo di apparecchiature di sollevamento. La lastra deve essere agganciata contemporaneamente in 4 punti, in corrispondenza dei tralicci (quelli intermedi nel caso di lastra a 5 tralicci), in modo che i cavi d'acciaio formino un angolo di circa 60° rispetto alla linea orizzontale.

La scelta delle posizioni di aggancio deve essere tale che la lastra, durante le fasi di sollevamento e movimentazione, rimanga in posizione perfettamente orizzontale.

I ganci per il sollevamento dovranno essere fissati ai tralicci in corrispondenza dei nodi fra il corrente superiore ed il vertice delle staffe, e mai al solo corrente superiore. Per elementi di lunghezza superiore a 7.00 mt, munirsi di bilancino di sollevamento.

Tutte le operazioni devono essere eseguite a velocità adeguate ai mezzi utilizzati senza imprimere strappi e/o accelerazioni che ne possano pregiudicare l'integrità o comprometterne la sicurezza.

Ogni componente (funi o catene, grilli, bilancini, ecc.) dovrà essere conforme alle normative vigenti. Lo scarico, la movimentazione e la posa devono avvenire con mezzi idonei in funzione della lunghezza dell'elemento prefabbricato.



GETTO E DISARMO

Il getto di completamento di calcestruzzo dovrà essere eseguito in un'unica soluzione, evitando concentrazioni di carico non previste, a temperatura ambiente superiore a 0° C, deve essere vibrato e costipato, mantenuto umido per almeno tre giorni, osservando le prescrizioni del progettista delle strutture e del direttore dei lavori. Sarà cura e responsabilità del direttore dei lavori valutare il periodo minimo di maturazione del calcestruzzo di completamento e indicare tempi e modi per l'esecuzione del disarmo. Il disarmo dei puntelli non deve avvenire prima che la resistenza del calcestruzzo di completamento abbia raggiunto il valore minimo necessario in relazione all'impiego della struttura all'atto del disarmo e delle esigenze di cantiere. Il disarmo deve avvenire per gradi ed in modo da evitare azioni dinamiche: rimuovere dapprima i puntelli intermedi per arrivare a quelli più vicini alle travi; successivamente procedere con la rimozione dei sostegni provvisori delle travi e degli sbalzi.

10 - VERIFICA DELLE TAMPONATURE

In accordo a quanto prevede la Circolare esplicativa 2019 del D.M. 2018, al § C7.3.6.2, la verifica degli elementi non strutturali come le tamponature e tramezzi, si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidità degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1. Devono essere eseguite invece verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione, consistente nell'evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della Fa, si può ritenere conseguita con l'inserimento di **leggere reti da intonaco sui due lati della muratura**, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. La domanda sismica Fa si determina secondo le indicazioni del § 7.2.3 della norma e del § C7.2.3.

Tutte le murature non strutturali saranno realizzate aventi intonaco e rete su entrambi i lati.

11 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

12 – SINTESI GRAFICA DEI RISULTATI

Il presente documento riporta gli elaborati grafici sintetici in conformità a quanto previsto nel § 10.2 delle NTC.

Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

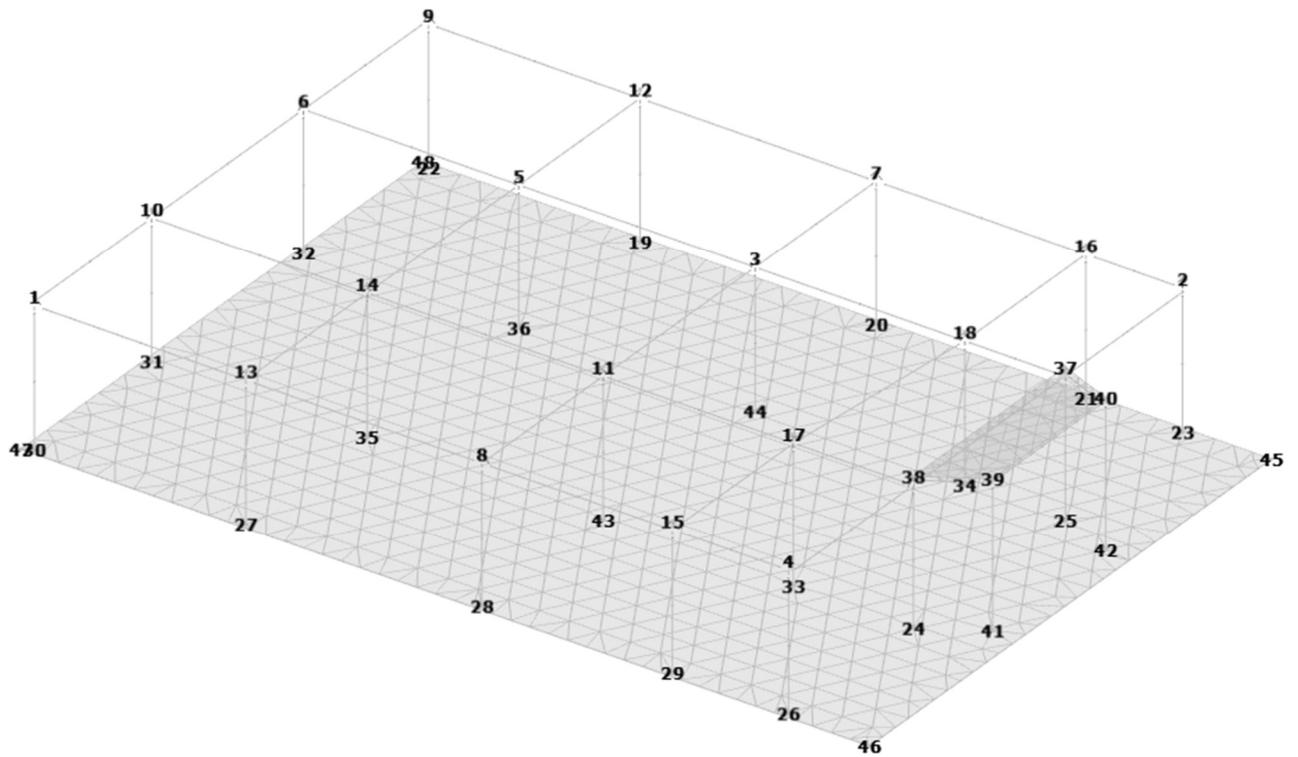
Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

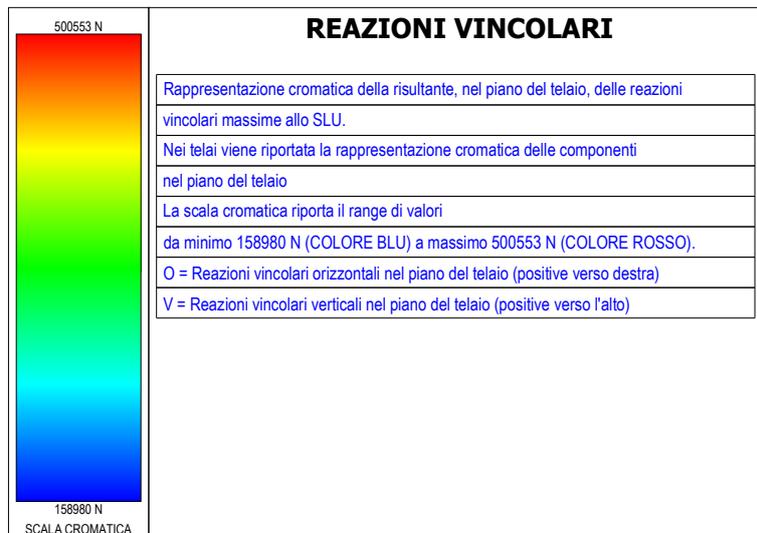
Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.

Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.

Innanzitutto si riporta un vista con l'individuazione dei nodi della struttura.

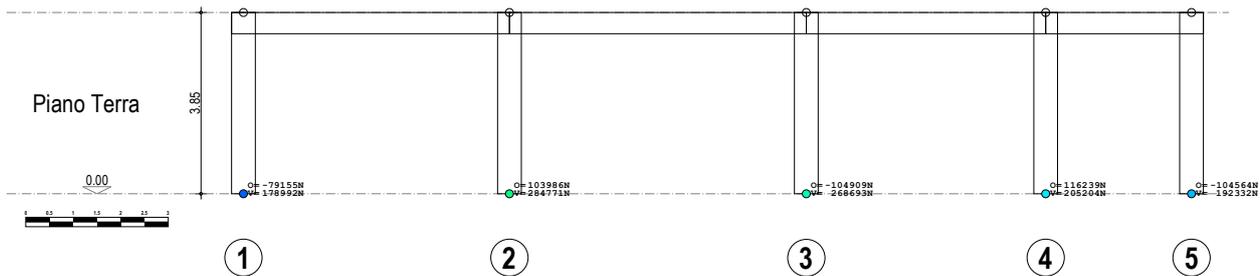


Immediatamente di seguito si riporta un'immagine riferita alle reazioni vincolari della struttura



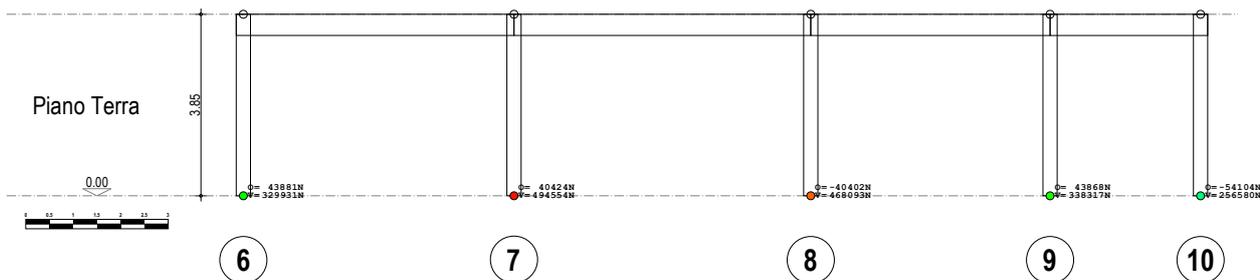
Telaio 1-2-3-4-5

REAZIONI VINCOLARI



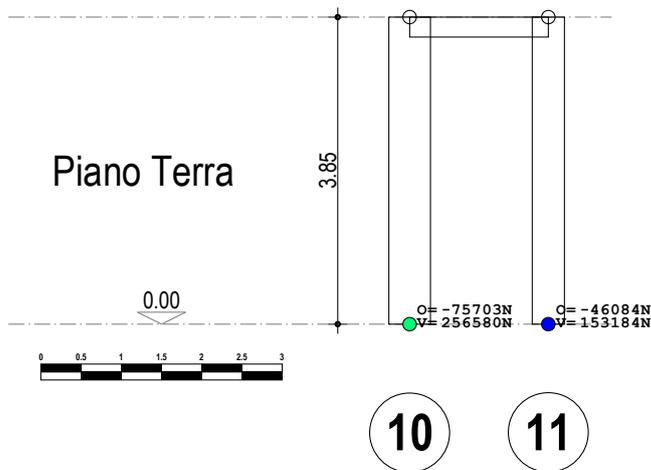
Telaio 6-7-8-9-10

REAZIONI VINCOLARI



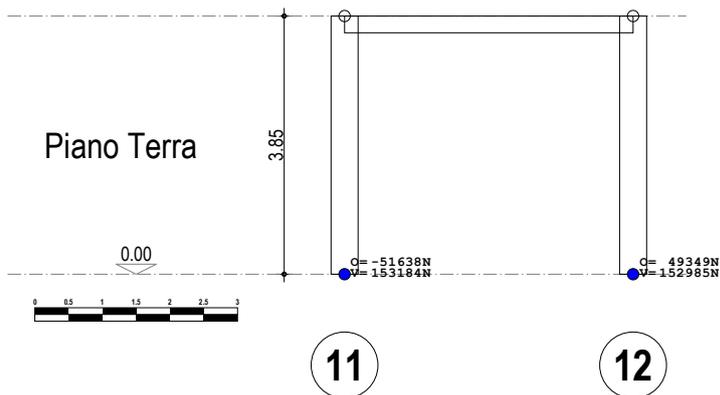
Telaio 10-11

REAZIONI VINCOLARI



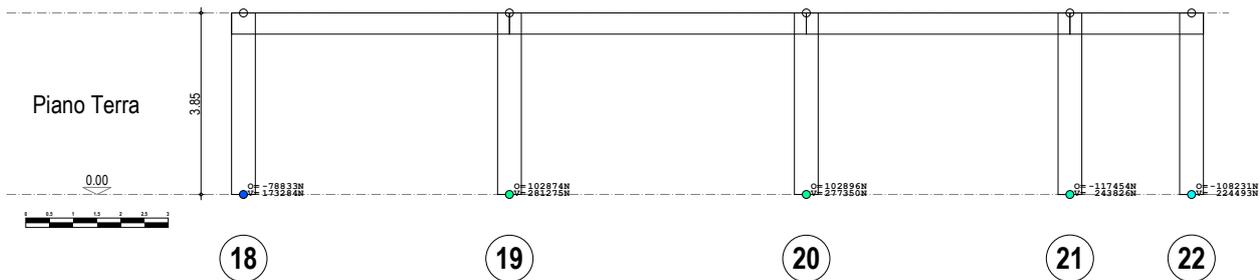
Telaio 11-12

REAZIONI VINCOLARI



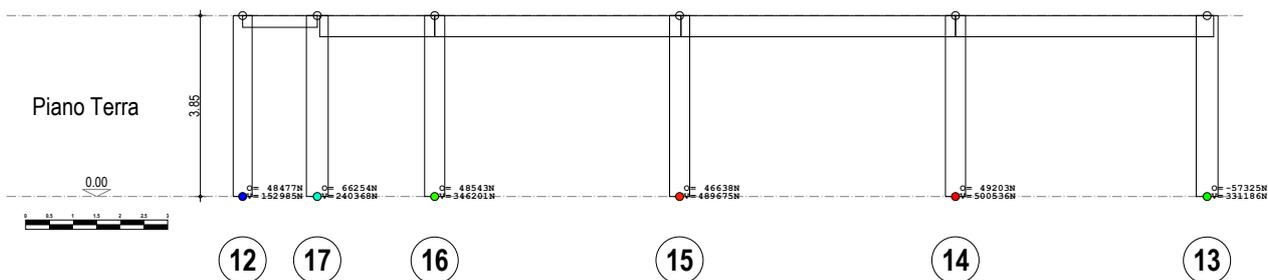
Telaio 18-19-20-21-22

REAZIONI VINCOLARI



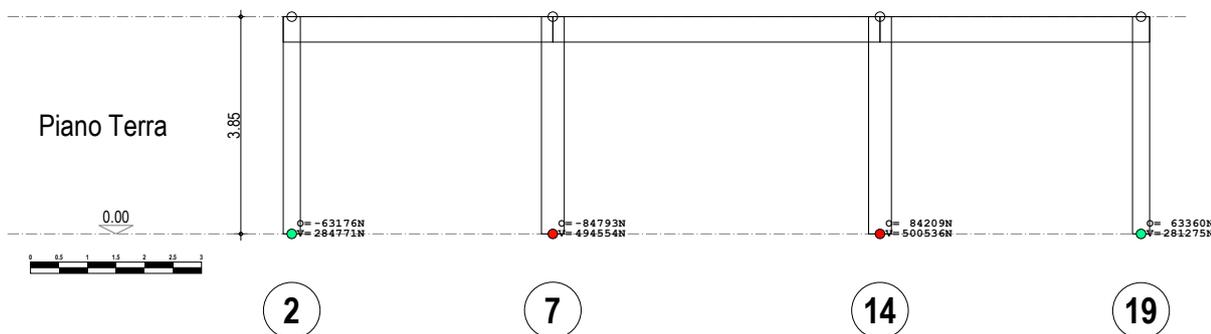
Telaio 12-17-16-15-14-13

REAZIONI VINCOLARI



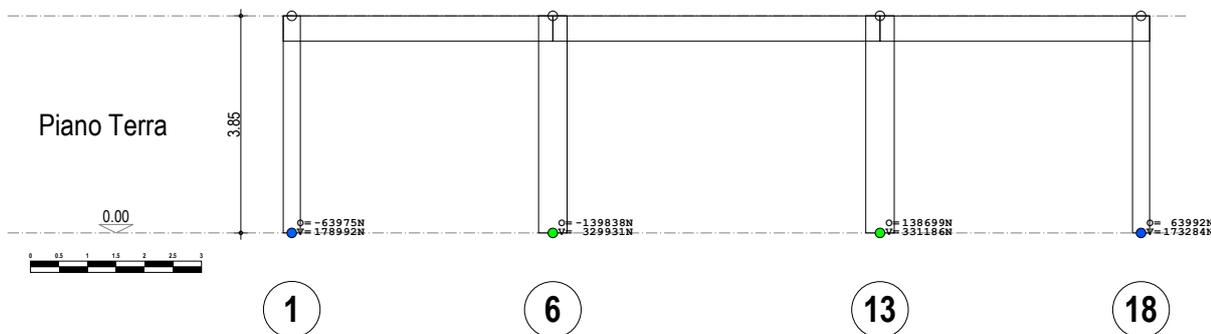
Telaio 2-7-14-19

REAZIONI VINCOLARI



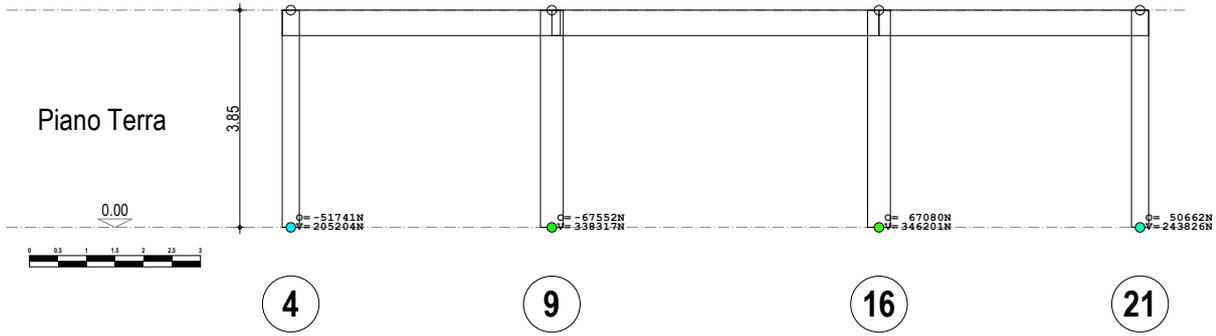
Telaio 1-6-13-18

REAZIONI VINCOLARI



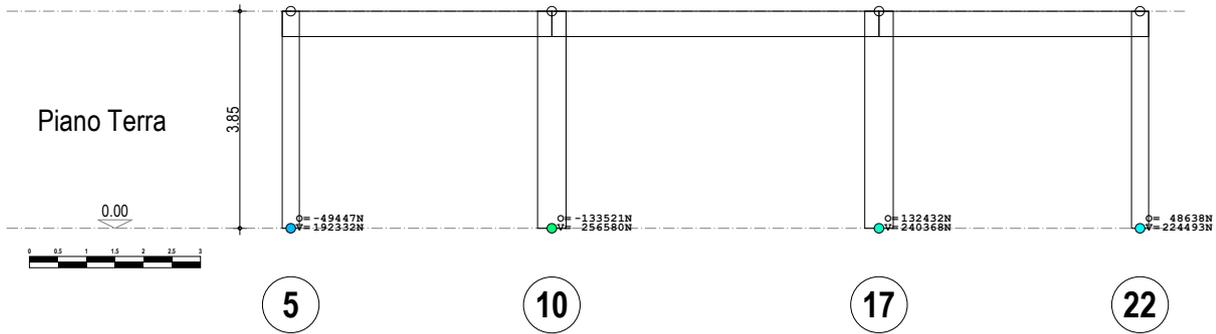
Telaio 4-9-16-21

REAZIONI VINCOLARI



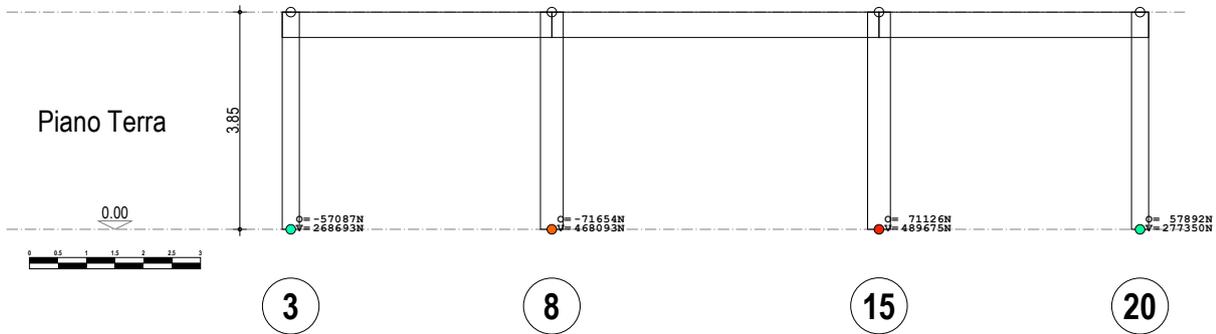
Telaio 5-10-17-22

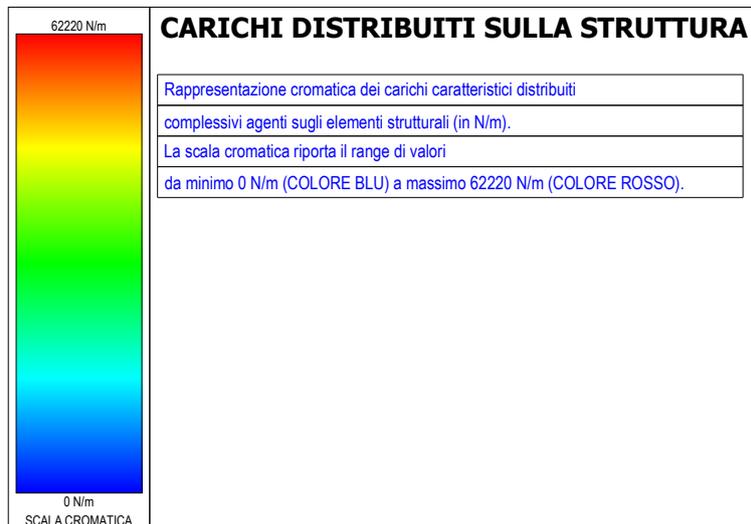
REAZIONI VINCOLARI



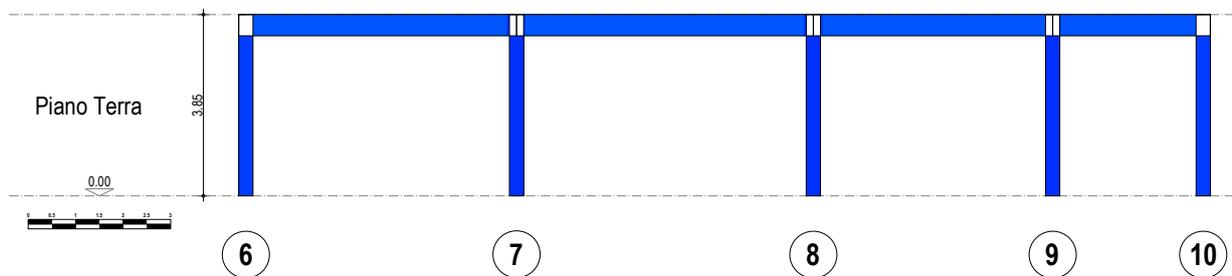
Telaio 3-8-15-20

REAZIONI VINCOLARI

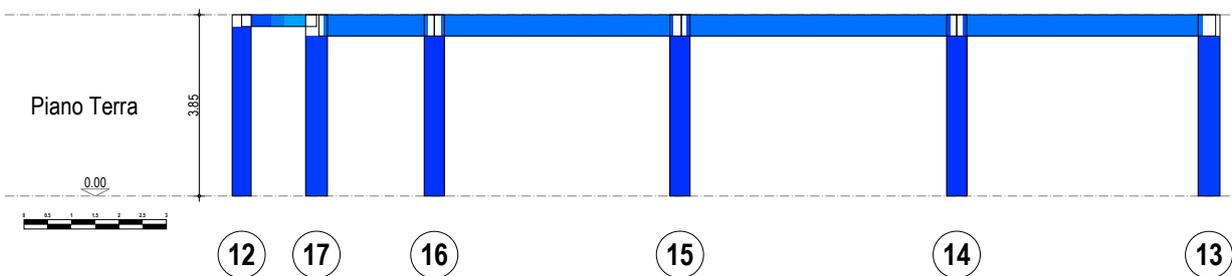




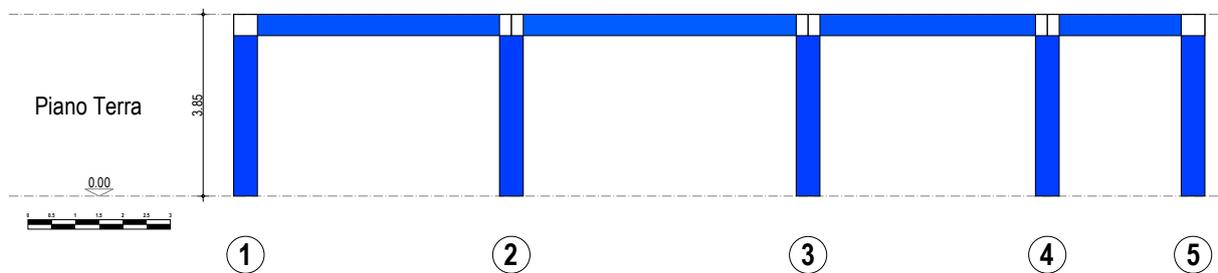
Telaio 6-7-8-9-10
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA



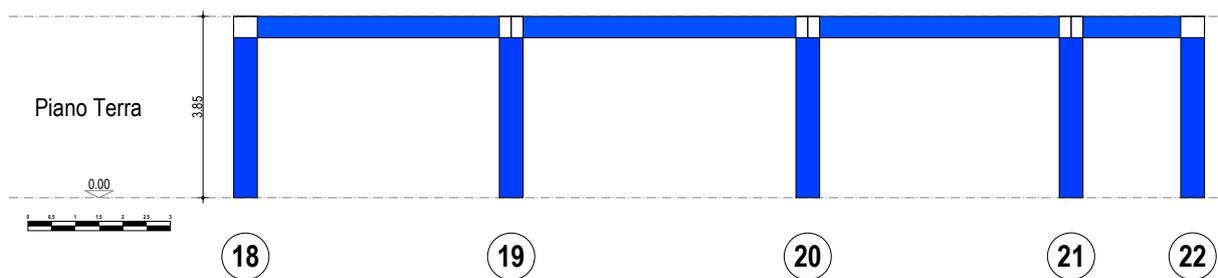
Telaio 12-17-16-15-14-13
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA



Telaio 1-2-3-4-5
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA

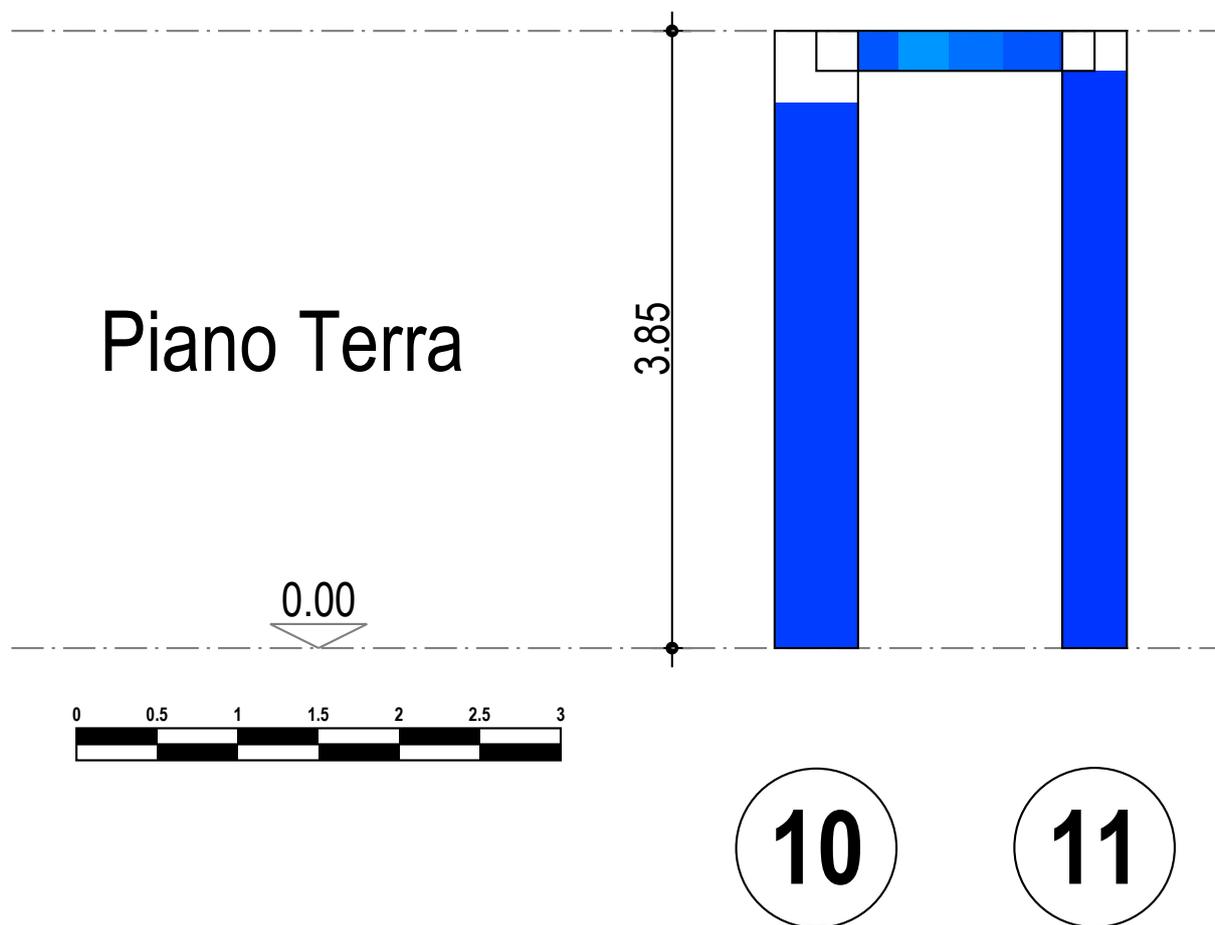


Telaio 18-19-20-21-22
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA

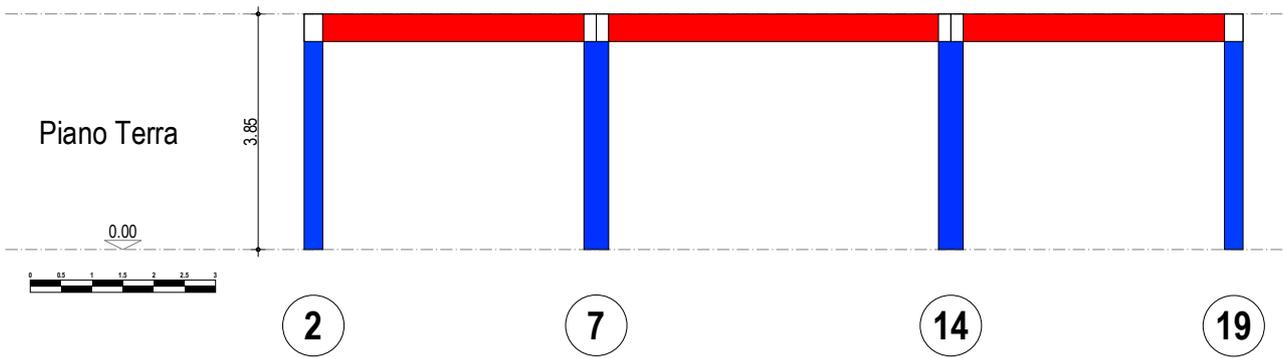


Telaio 10-11

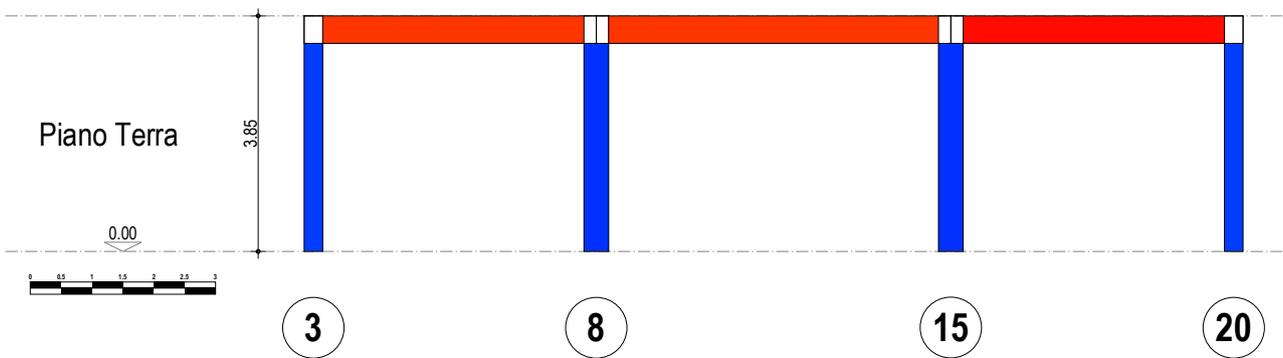
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA



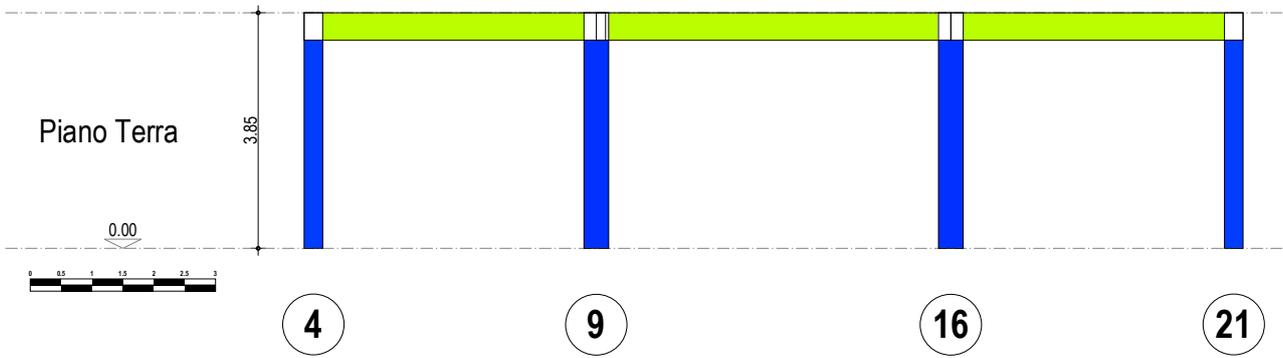
Telaio 2-7-14-19
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA



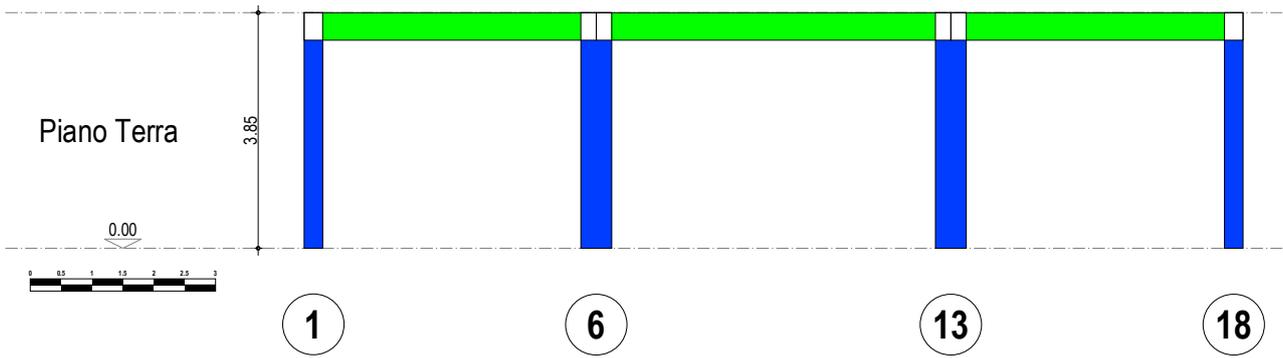
Telaio 3-8-15-20
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA



Telaio 4-9-16-21
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA

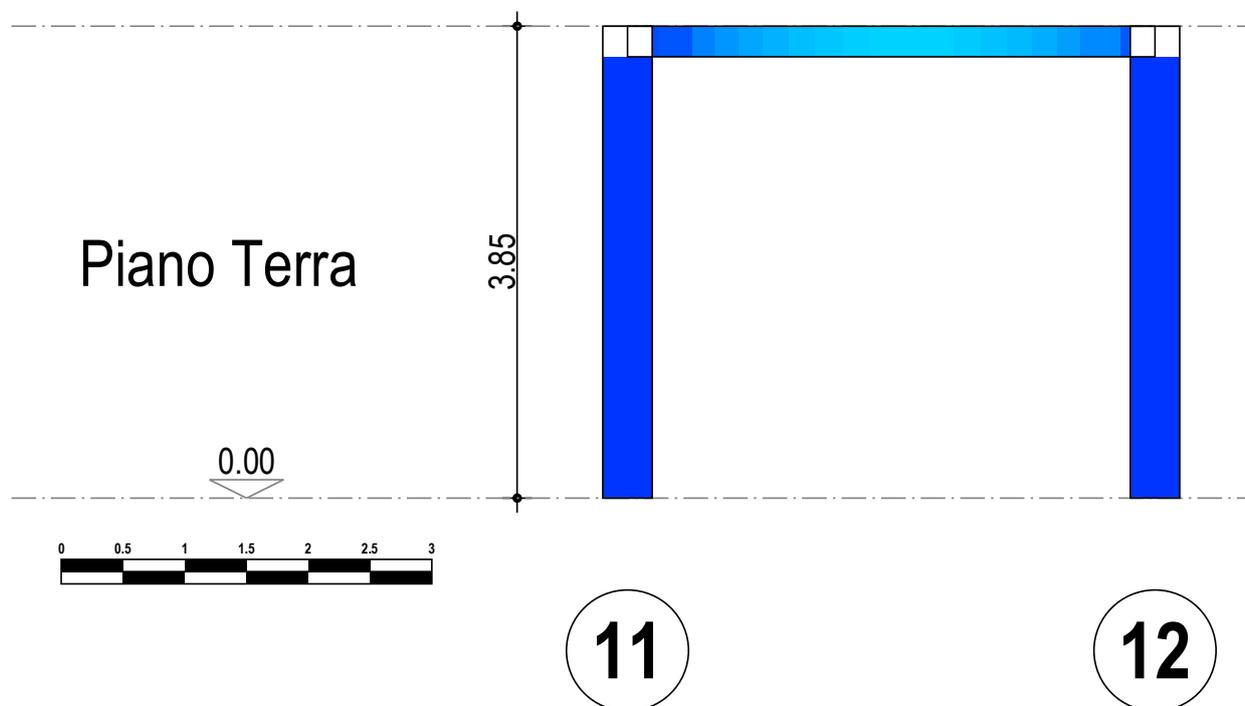


Telaio 1-6-13-18
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA



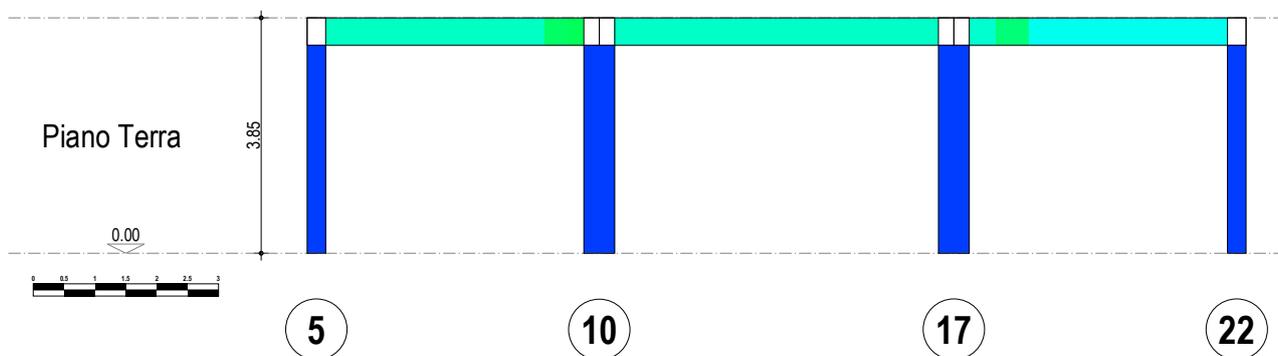
Telaio 11-12

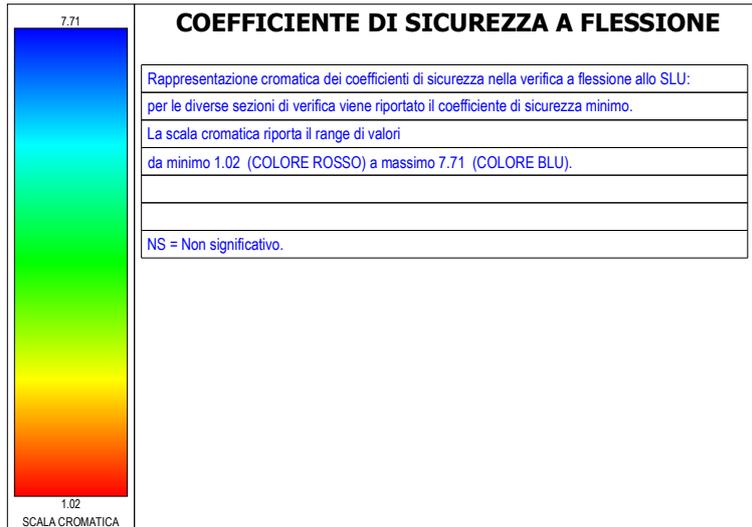
CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA



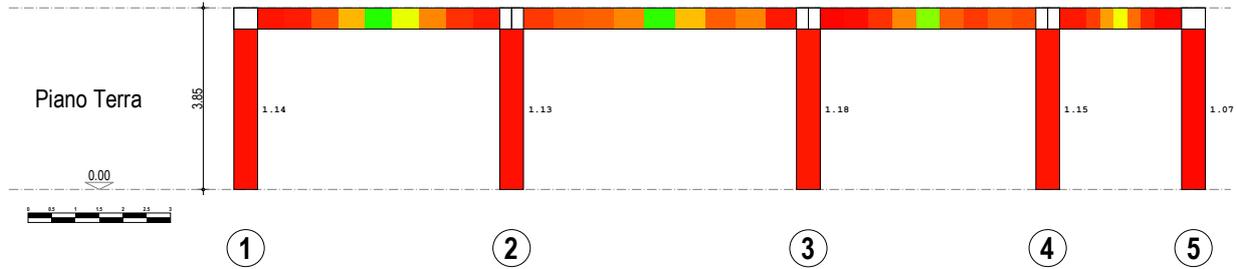
Telaio 5-10-17-22

CARICHI DISTRIBUITI SULLA STRUTTURA

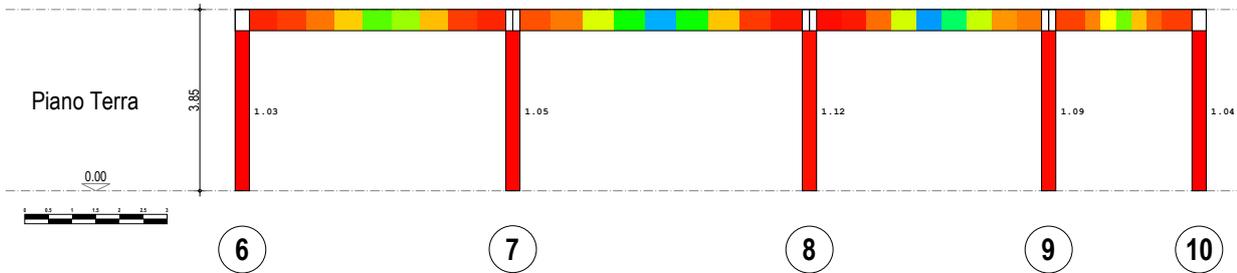




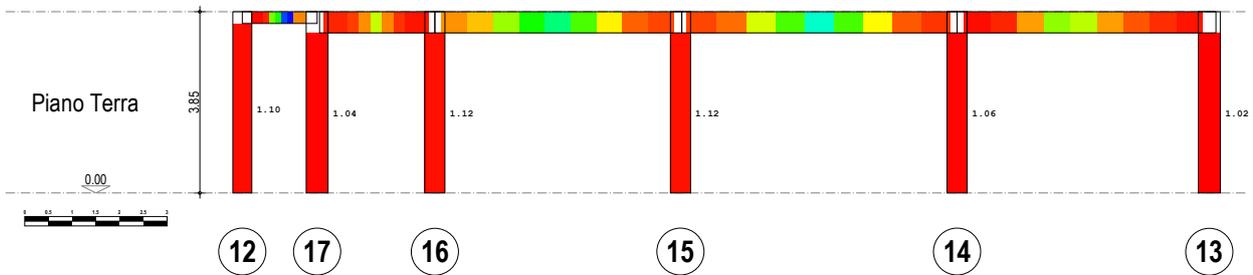
Telaio 1-2-3-4-5
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



Telaio 6-7-8-9-10
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

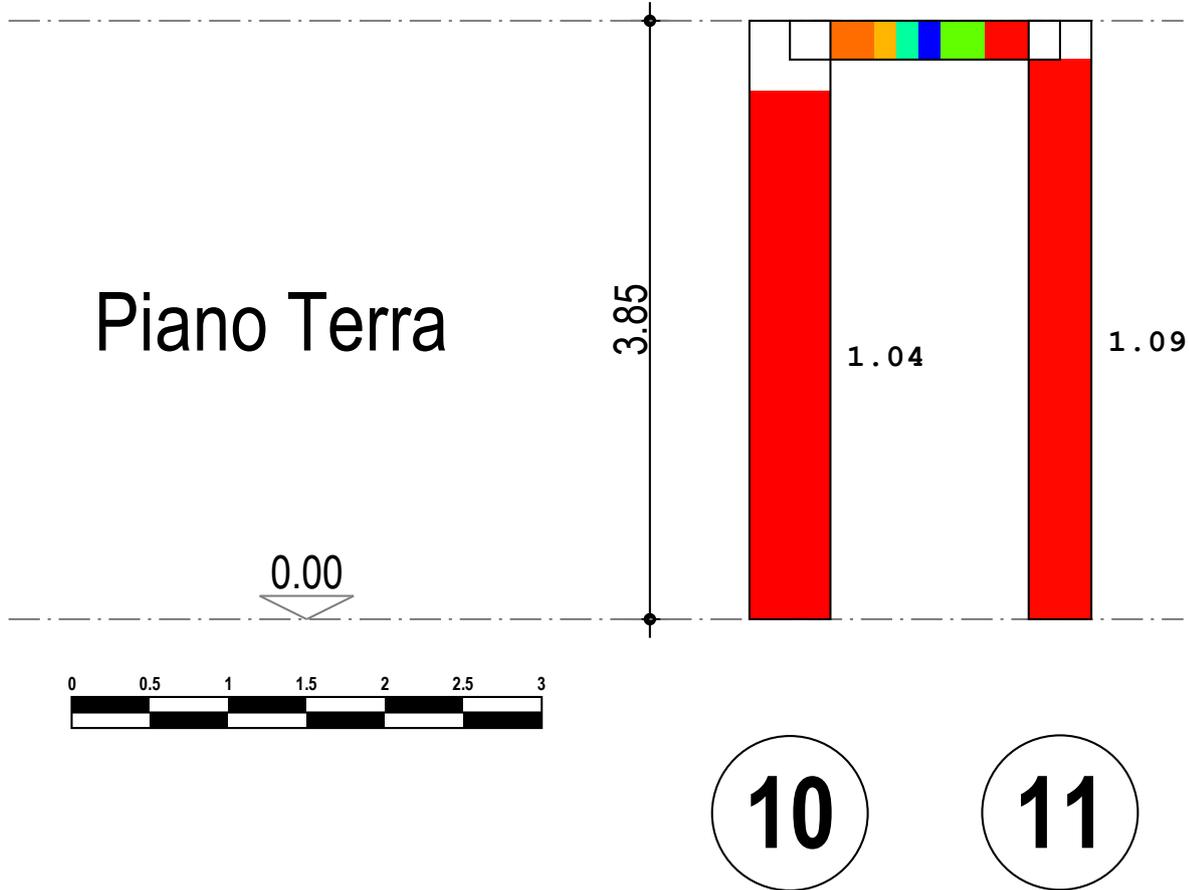


Telaio 12-17-16-15-14-13
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



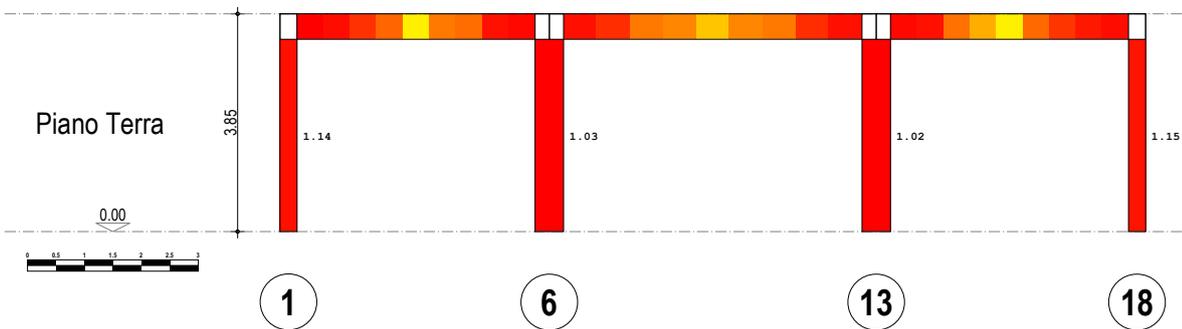
Telaio 10-11

COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

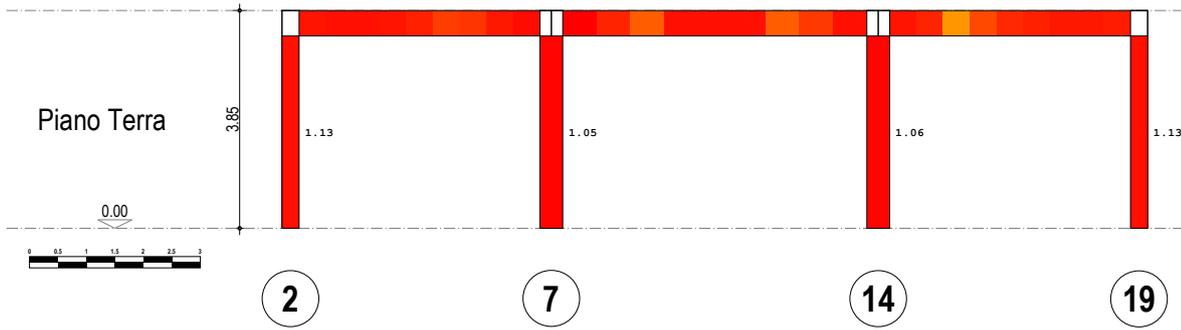


Telaio 1-6-13-18

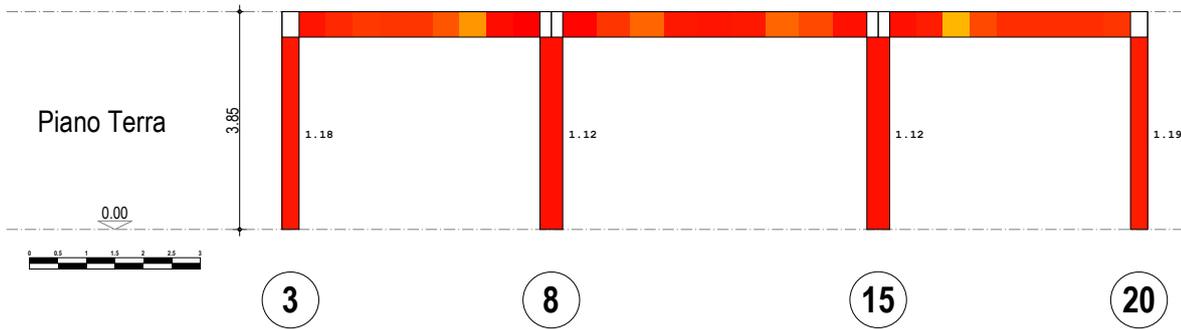
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



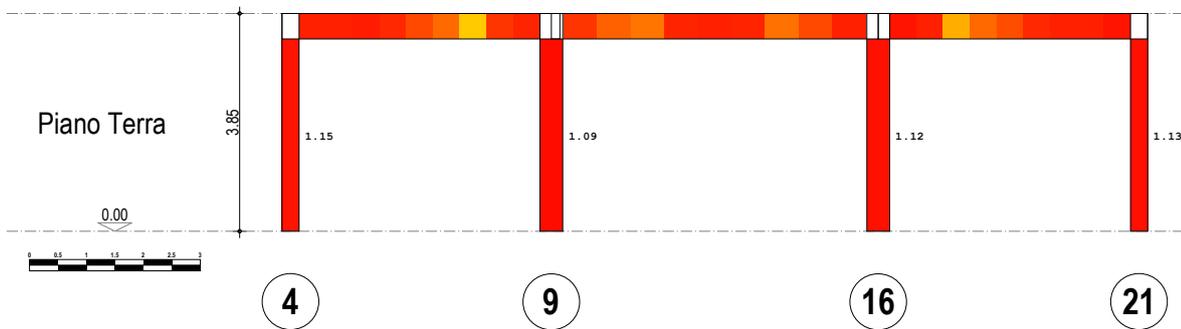
Telaio 2-7-14-19
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



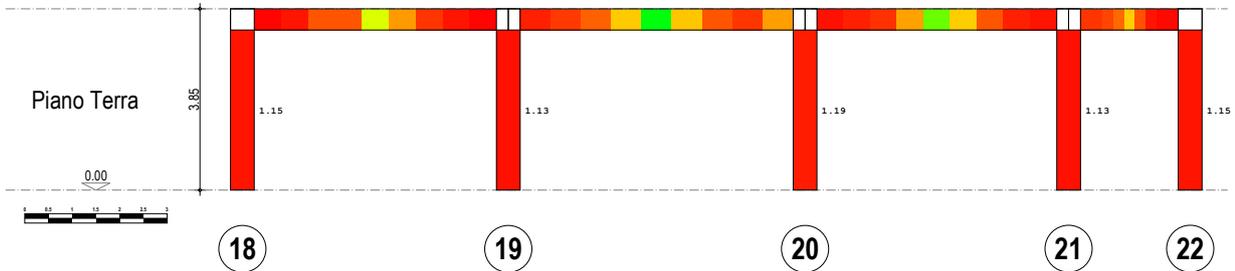
Telaio 3-8-15-20
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



Telaio 4-9-16-21
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE

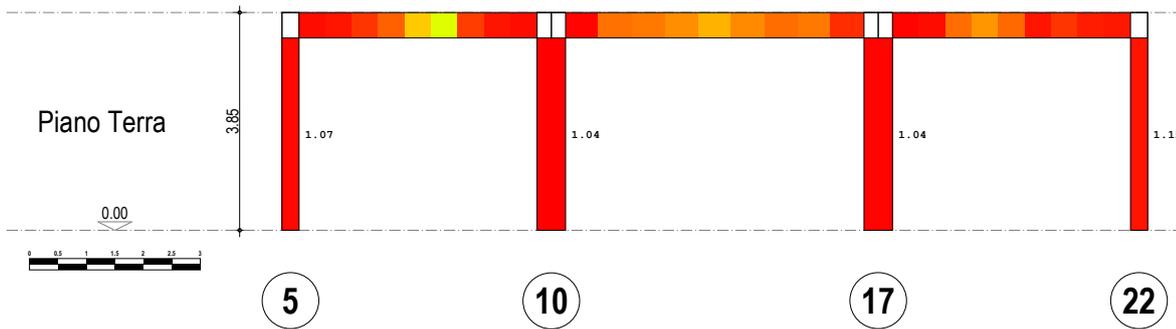


Telaio 18-19-20-21-22
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



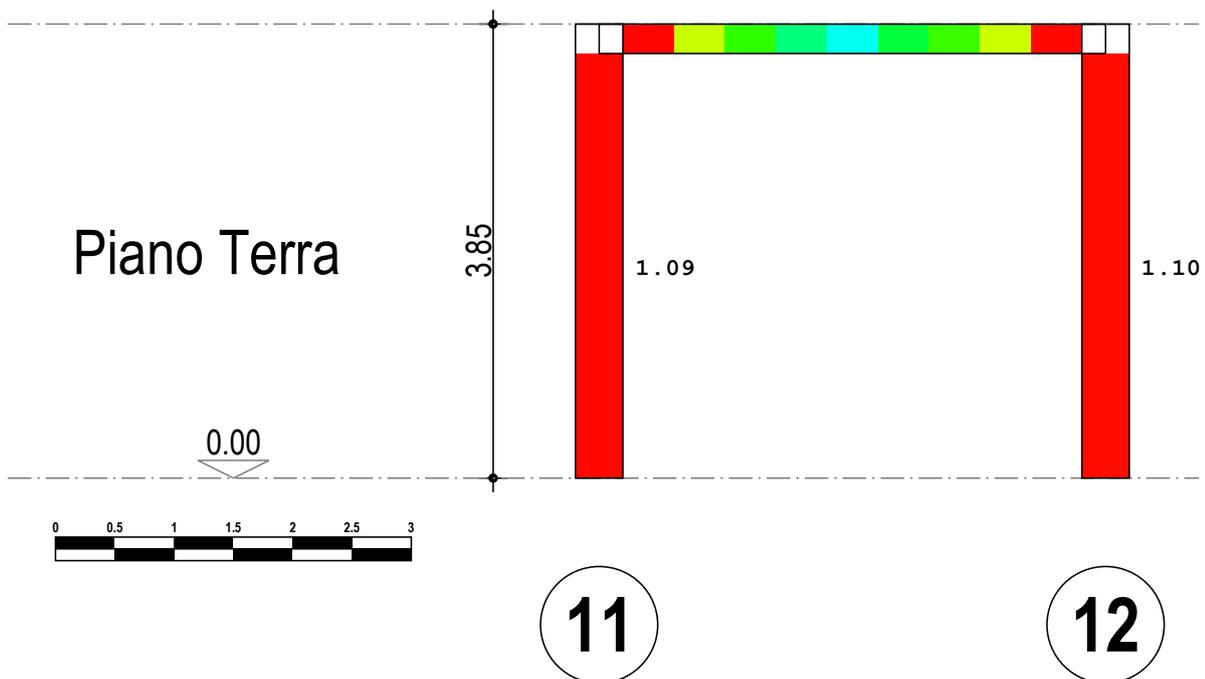
Telaio 5-10-17-22

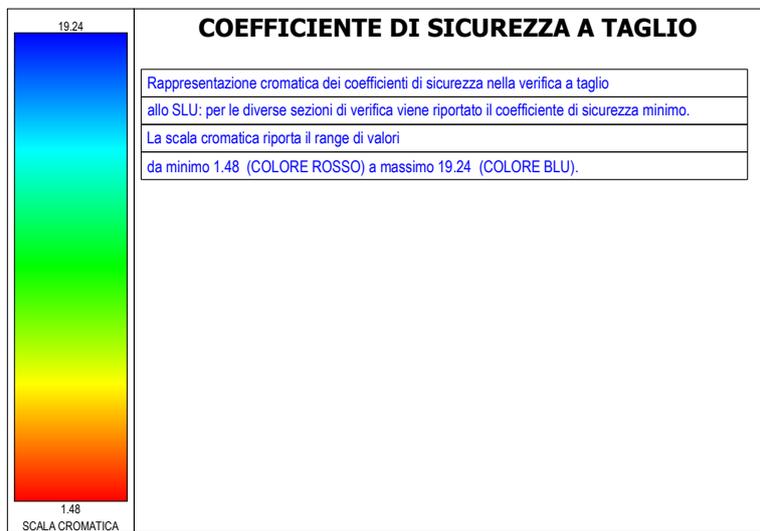
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE



Telaio 11-12

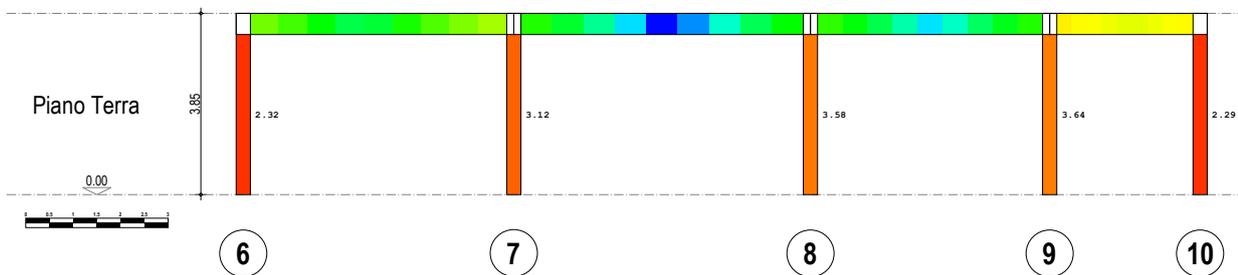
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A FLESSIONE





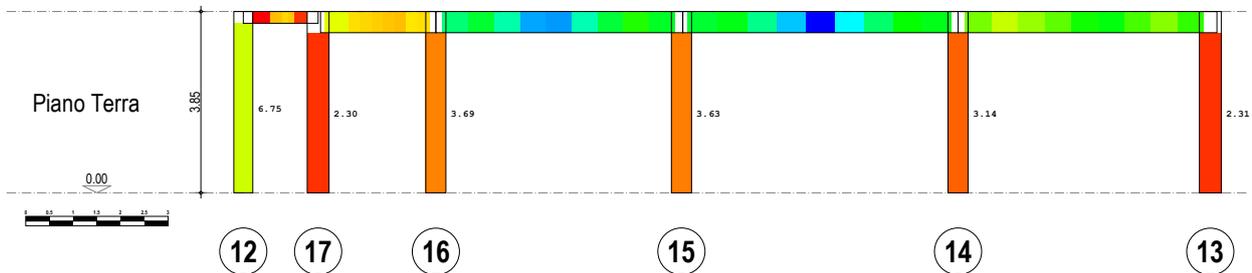
Telaio 6-7-8-9-10

COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



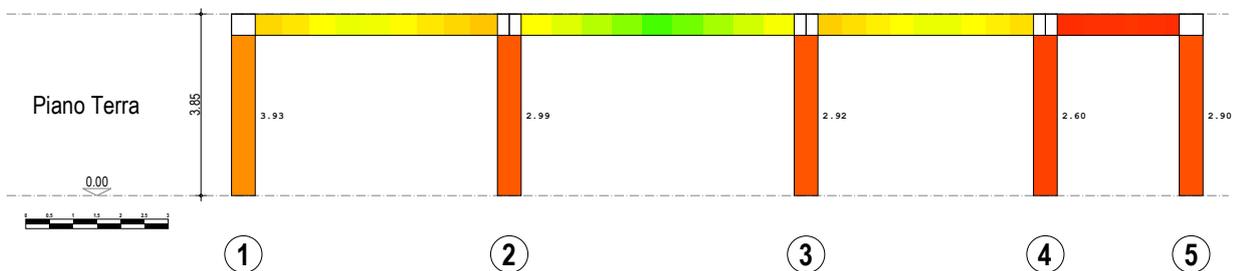
Telaio 12-17-16-15-14-13

COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



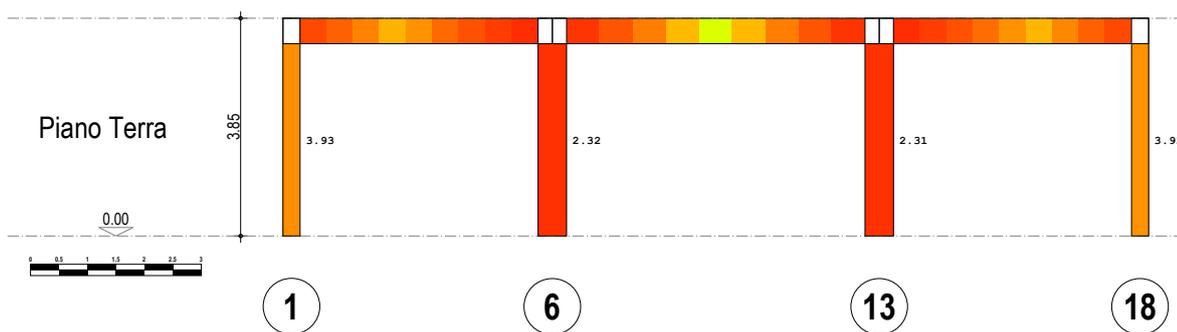
Telaio 1-2-3-4-5

COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



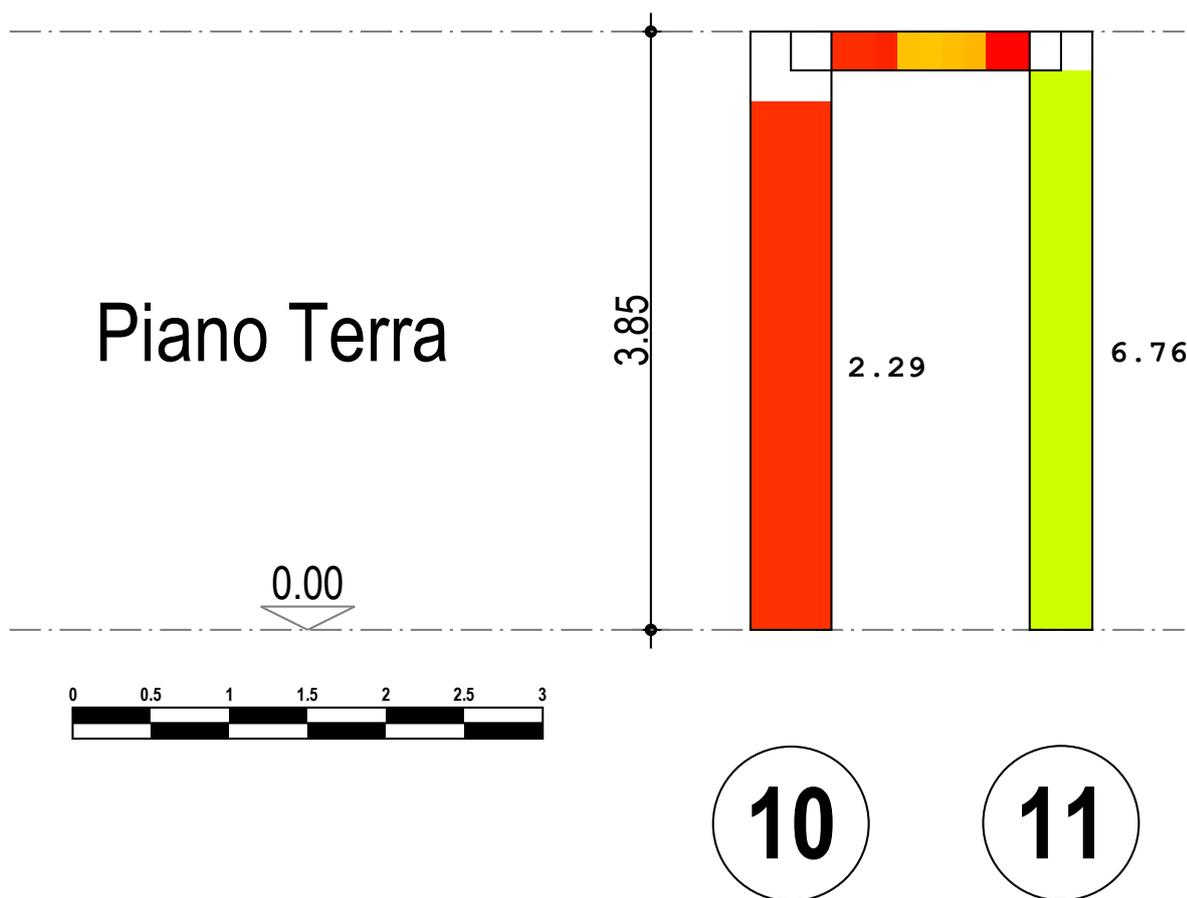
Telaio 1-6-13-18

COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

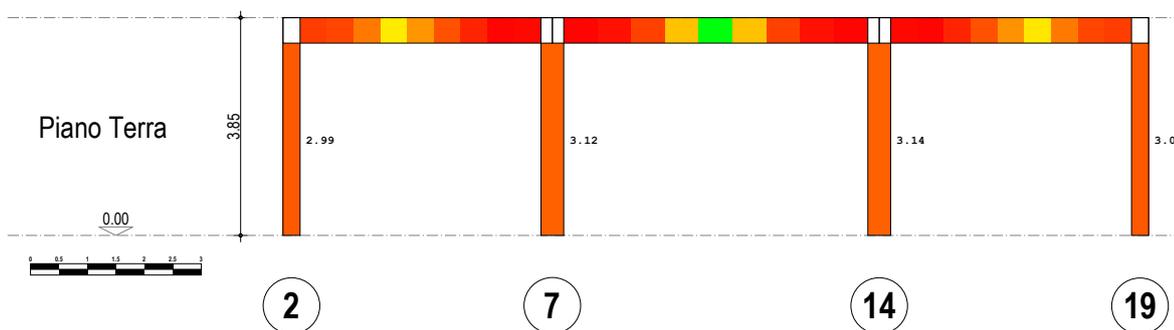


Telaio 10-11

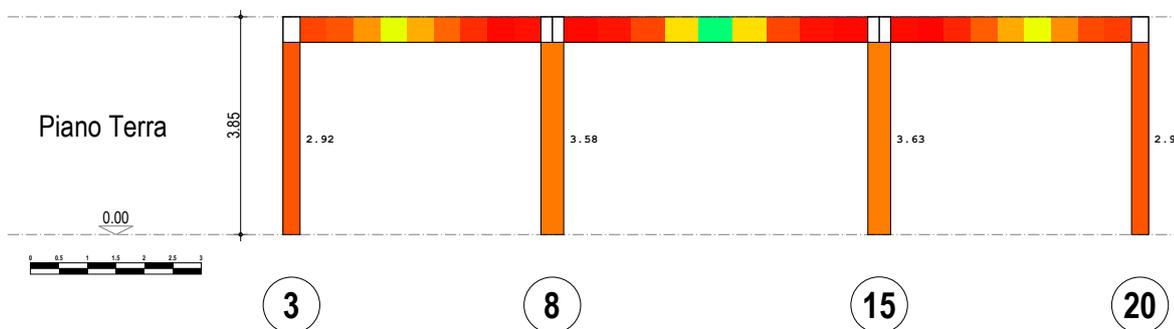
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



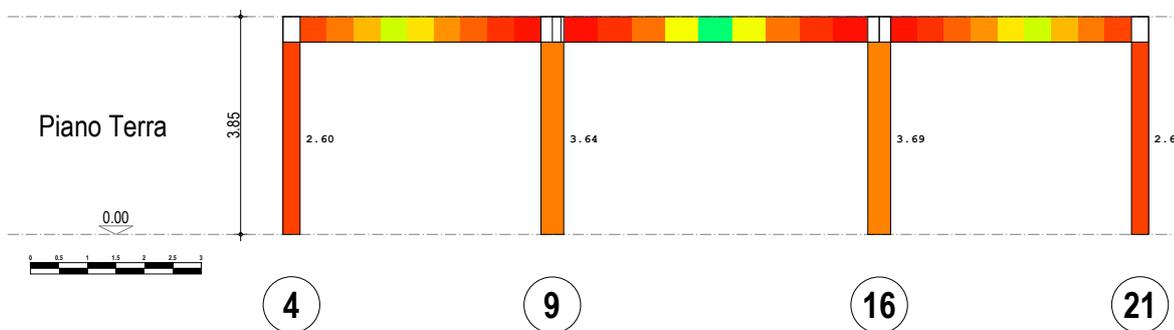
Telaio 2-7-14-19
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



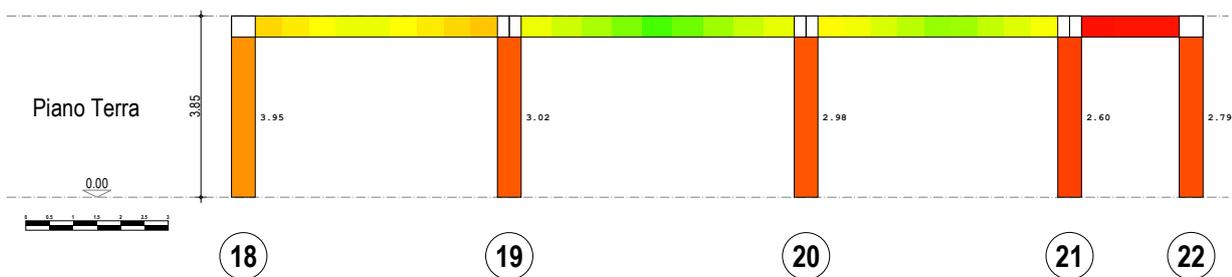
Telaio 3-8-15-20
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



Telaio 4-9-16-21
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

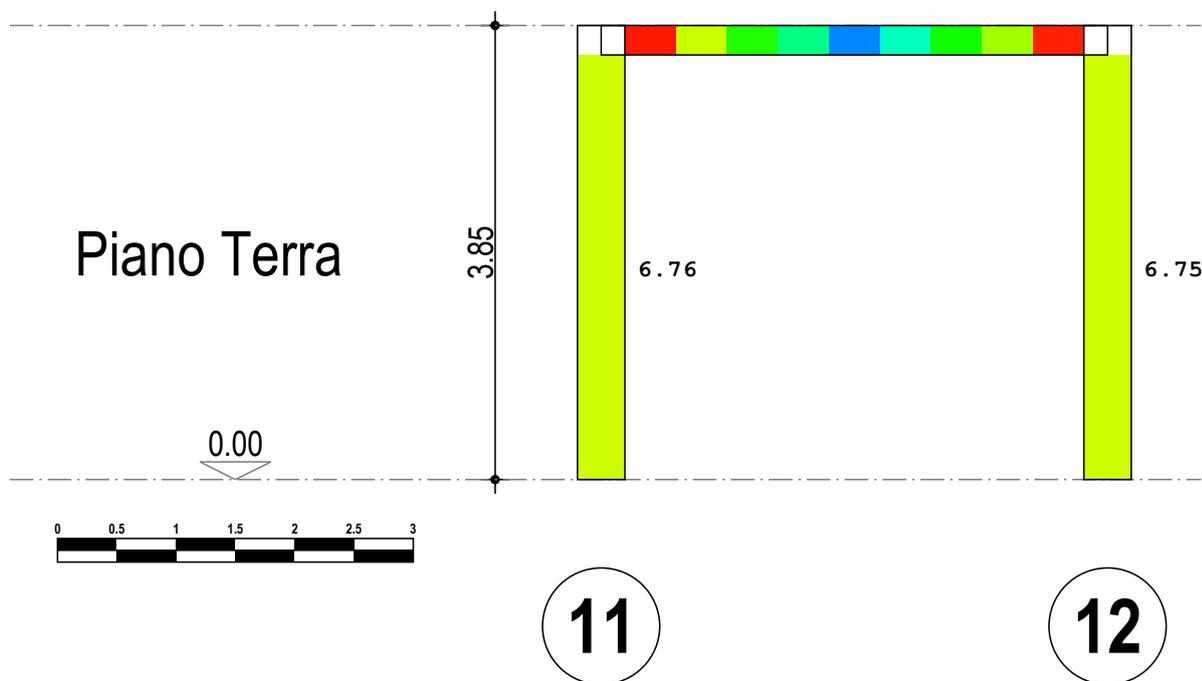


Telaio 18-19-20-21-22
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



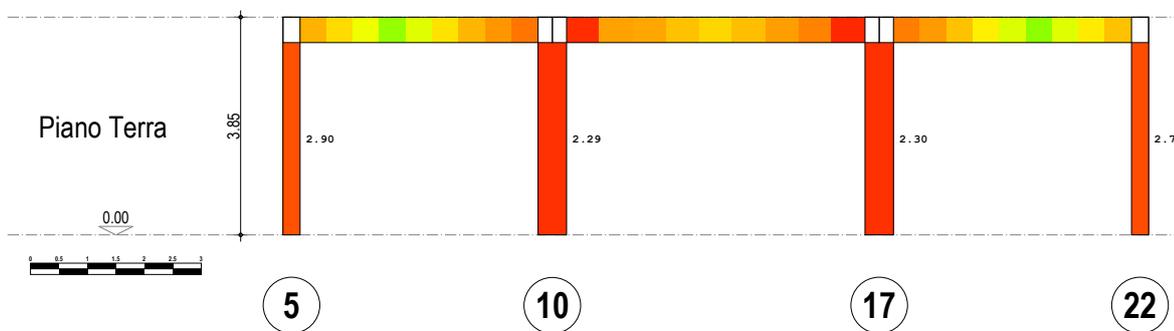
Telaio 11-12

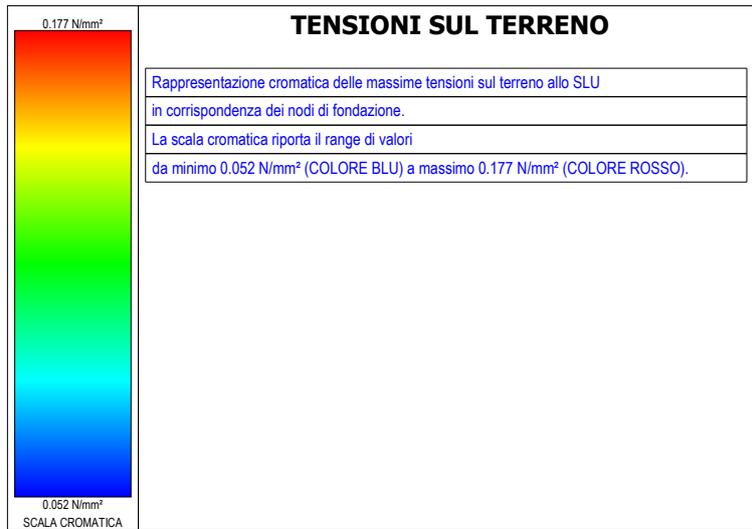
COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO



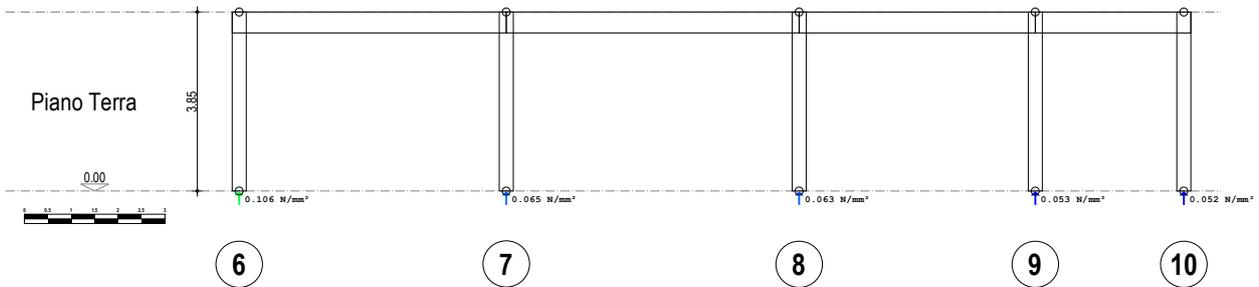
Telaio 5-10-17-22

COEFFICIENTE DI SICUREZZA A TAGLIO

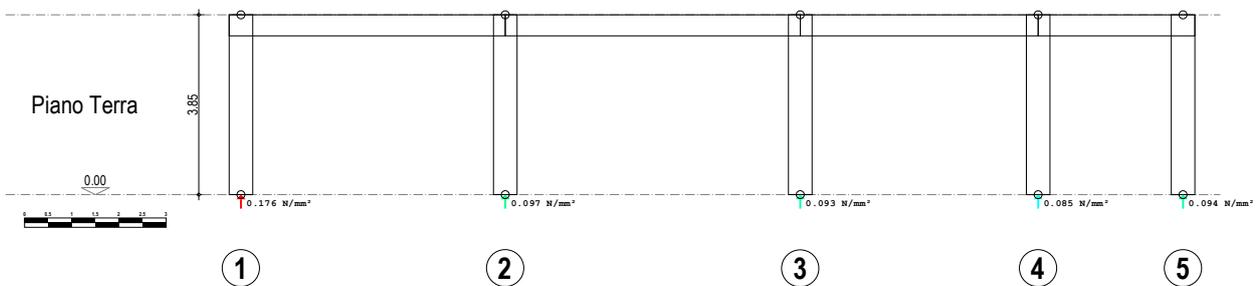




Telaio 6-7-8-9-10
TENSIONI SUL TERRENO

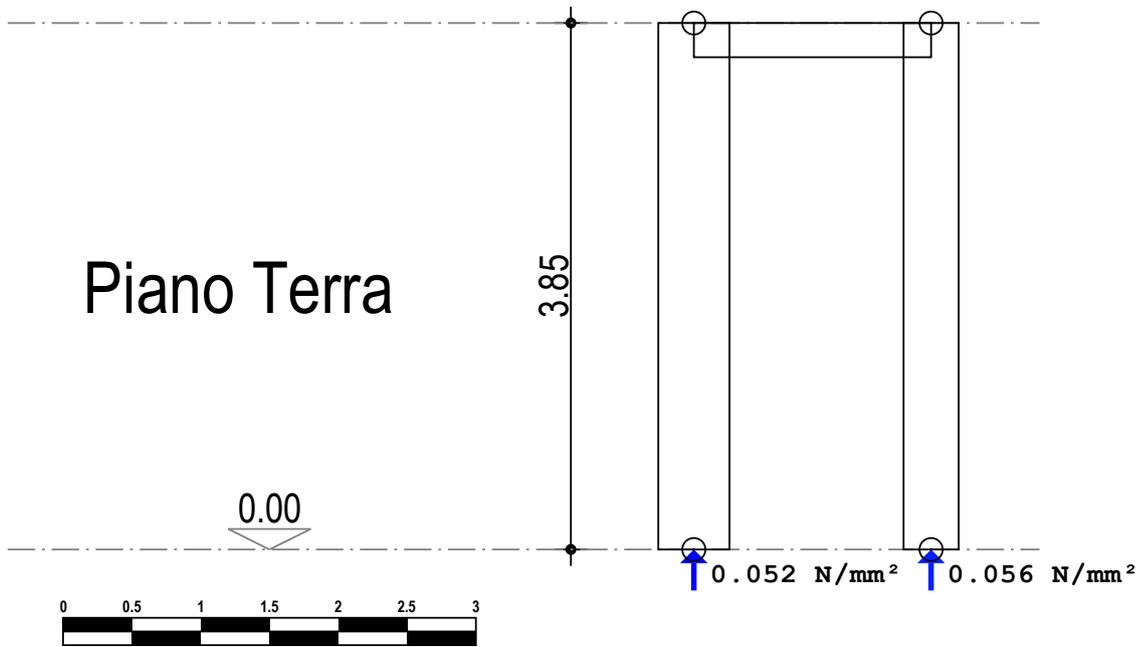


Telaio 1-2-3-4-5
TENSIONI SUL TERRENO



Telaio 10-11

TENSIONI SUL TERRENO

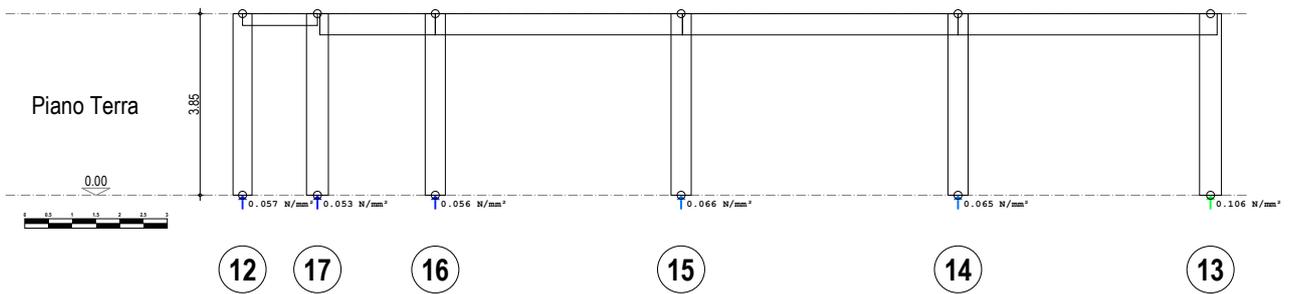


10

11

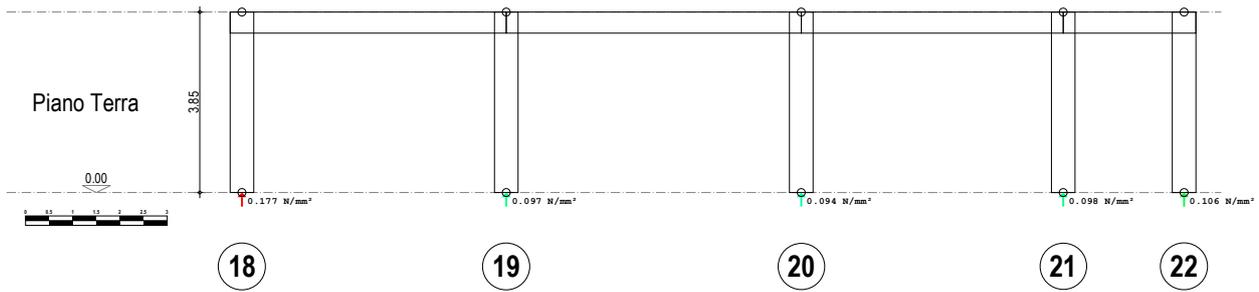
Telaio 12-17-16-15-14-13

TENSIONI SUL TERRENO



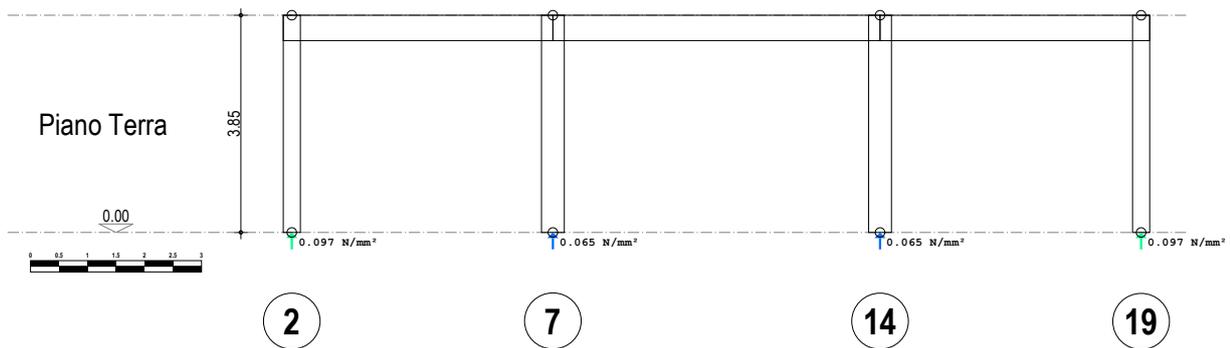
Telaio 18-19-20-21-22

TENSIONI SUL TERRENO



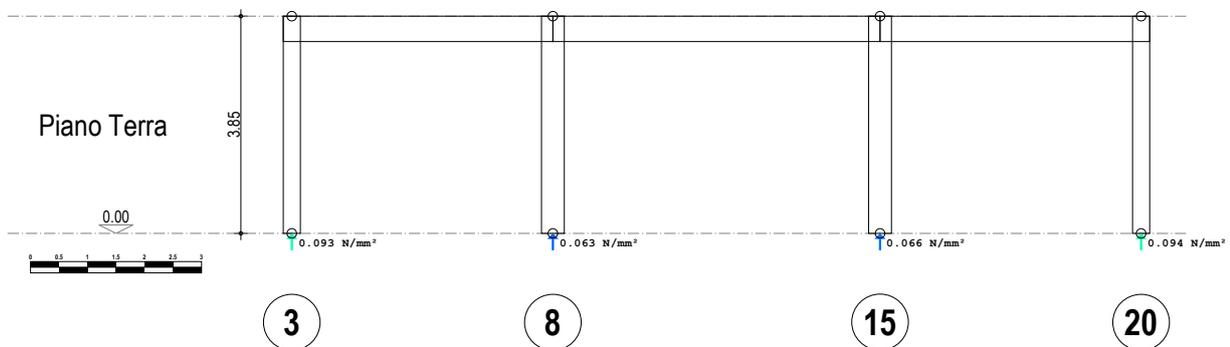
Telaio 2-7-14-19

TENSIONI SUL TERRENO



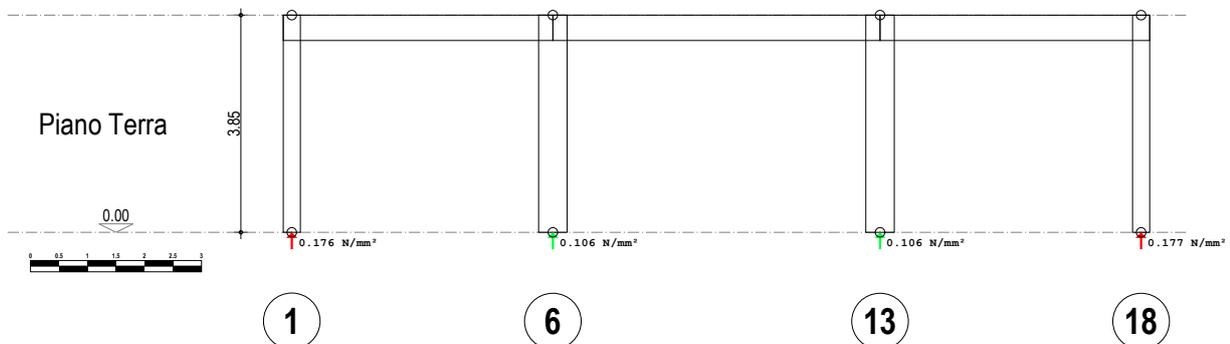
Telaio 3-8-15-20

TENSIONI SUL TERRENO



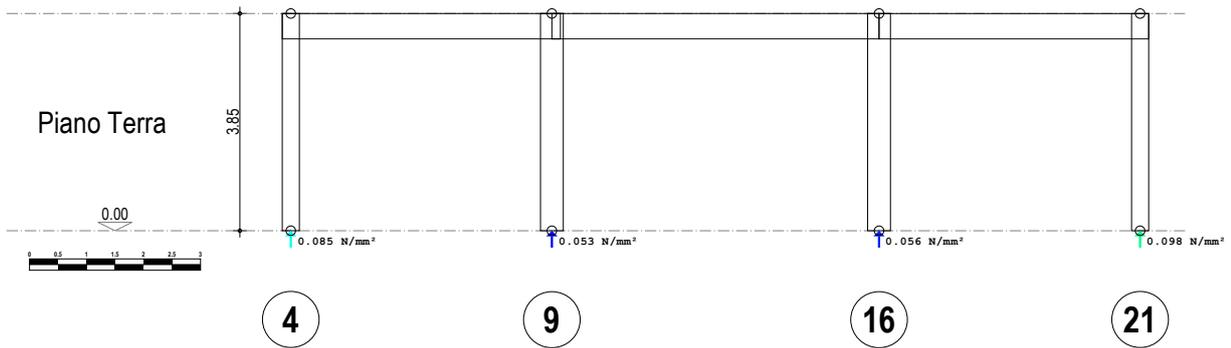
Telaio 1-6-13-18

TENSIONI SUL TERRENO



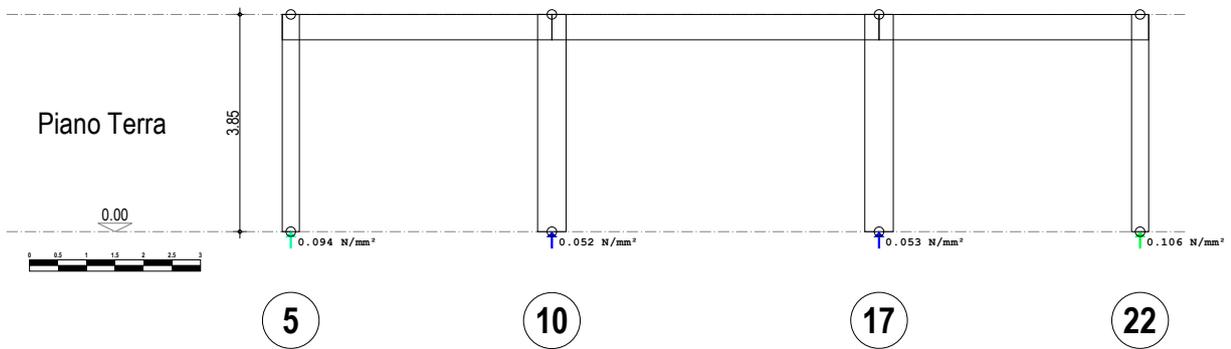
Telaio 4-9-16-21

TENSIONI SUL TERRENO



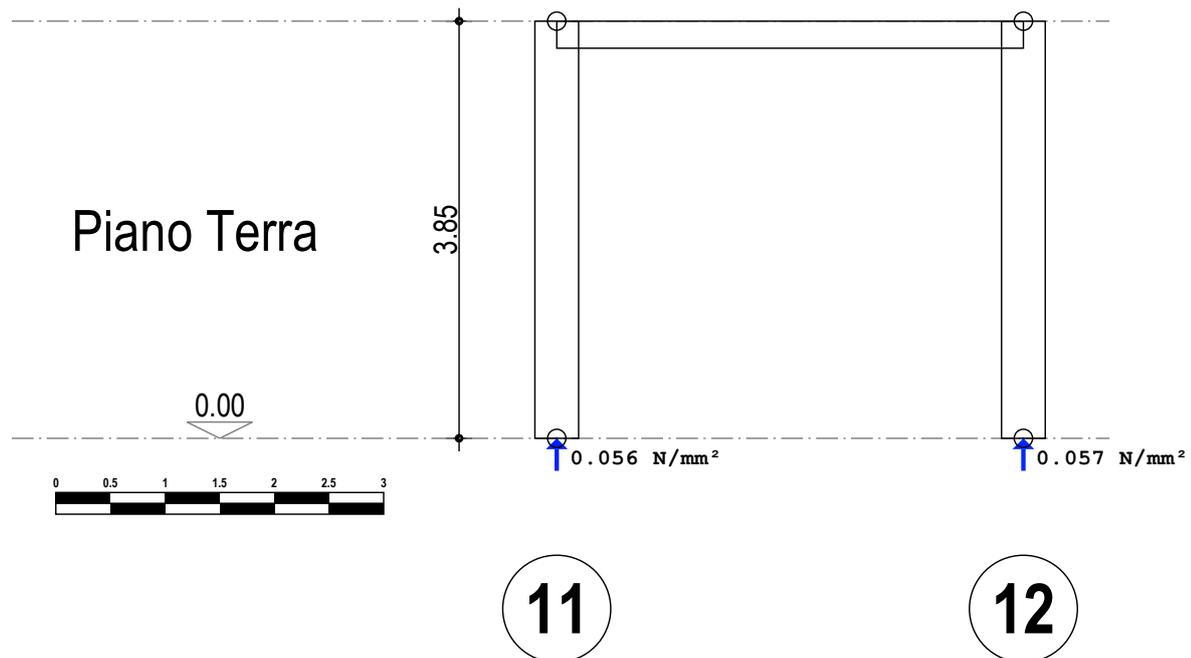
Telaio 5-10-17-22

TENSIONI SUL TERRENO



Telaio 11-12

TENSIONI SUL TERRENO



13 – GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA'

13.1 Denominazione

Il codice impiegato è *Edilus*

Nome del Software	EdiLus
Versione	usBIM(b) [64bit]
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
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

13.2 Validazione

Il software è fornito insieme ad un manuale di validazione che può essere allegato a richiesta e gli esempi ivi riportati sono esempi classici comunemente utilizzati per la valutazione della correttezza dell'analisi effettuata. Il solutore è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate.

Il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati tutti i controlli dimensionali con gli strumenti del software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state ricontrollate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste. Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione. Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità e confortati anche dalla propria esperienza. I risultati scaturiti dall'elaborazione sono stati tutti ricontrollati ed oggetto di riflessione critica. In base alle ipotesi assunte e le calcolazioni effettuate, le tensioni di lavoro dei materiali, in condizioni massime di esercizio e per tutti gli elementi strutturali, sono sempre inferiori alle tensioni massime imposte dalle norme per i materiali utilizzati e riportati nei paragrafi precedenti, nel rispetto pieno delle prescrizioni delle normative vigenti, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni - Decreto 17/01/2018 del Ministero delle Infrastrutture.

La validazione del software è stata fatta considerando alcune verifiche fatte a mano relativamente a qualche caratteristica di sollecitazione per elementi random della struttura.

Nel caso specifico si presenta l'esempio del momento sugli appoggi relativa ai soli carichi permanenti.

Analisi dei carichi

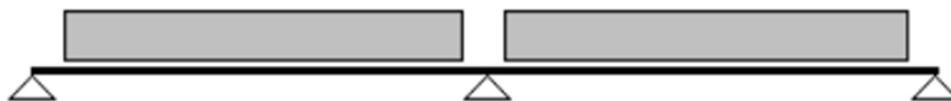
Solaio predalles

Peso proprio [N/m ²]	Sovraccarico permanente [N/m ²]	Sovraccarico accidentale
4200	1500	3000

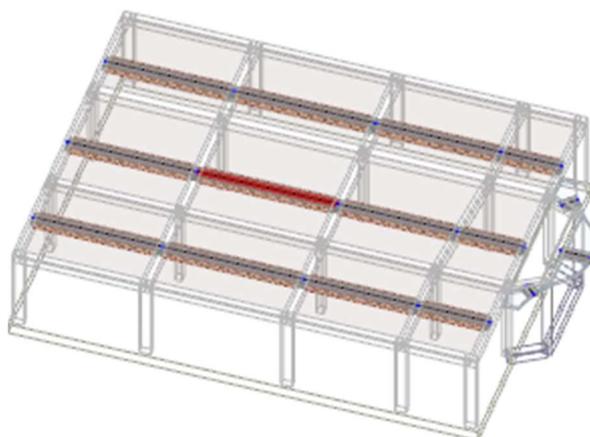
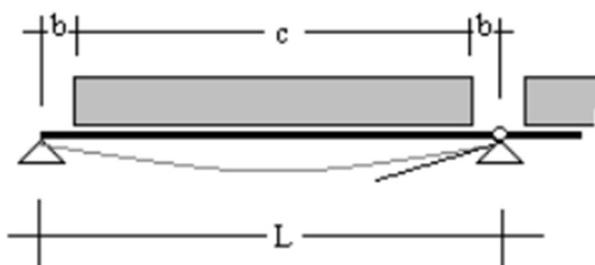
La somma dei carichi permanenti per striscia di solaio è

$$g = 2\,200 + 750 + 1\,500 = 2\,175 \text{ N/m}^2$$

Poiché sulle zone di appoggio delle travi, di larghezza 0,30 m, la distesa di carico non viene considerata lo schema trattato effettivamente è il seguente:



Lo schema è simmetrico, per cui la rotazione della sezione centrale è nulla. Se si ipotizza una cerniera sull'appoggio si ha una rotazione della sezione centrale, per cui occorre applicare un momento M per ripristinare la situazione iniziale.



La striscia di solaio indagata è quella relativa al campo di solaio individuato da 7-8-14-15.

I dati di input del travetto sono:

$$b = 0.15 \text{ m}$$

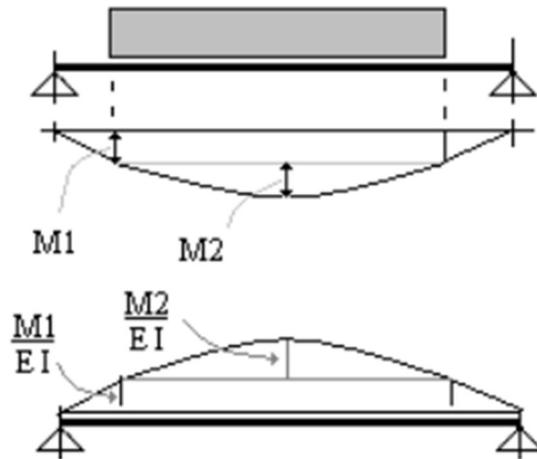
$$c = 5.85 \text{ m}$$

$$L = 6.25 \text{ m}$$

e la reazione all'appoggio vale

$$R = \frac{cxg}{2} = \frac{5.85 \times 2175}{2} = 6361.88 \text{ N}$$

Visto il diagramma dei momenti e caricato lo schema ausiliario (che è ancora una trave su due appoggi) col diagramma dei momenti diviso per EI



Si verifica che

$$M_1 = R \times b = 0.15 \times 6 \ 361.88 = 1 \ 272.37$$

$$M_2 = \frac{g \times c^2}{8} = \frac{2 \ 175 \times 5.85^2}{8} = 9 \ 304.24$$

e che la rotazione di un estremo vale come la reazione vincolare di questo scheda di carico e sarà pari a

$$\varphi = \frac{M_1 \times b}{2EI} + \frac{M_1 \times c}{2EI} + \frac{2 \times M_2 \times c}{6EI} = \frac{21 \ 992.21}{EI}$$

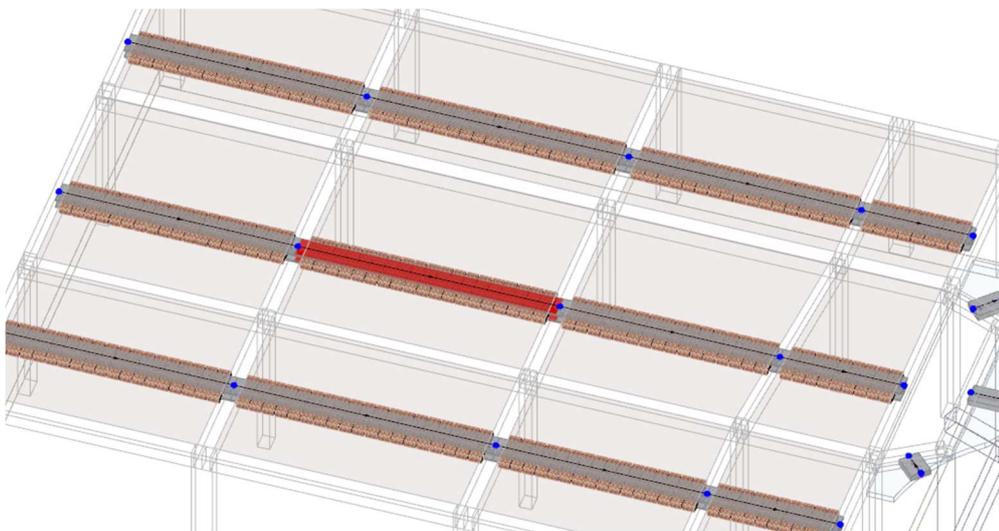
La rotazione provocata da un momento M_a applicato in un estremo di una trave appoggiata vale:

$$\varphi = \frac{M_a \times L}{3EI}$$

Eguagliando le due espressioni si ricava il momento che riporta a zero la rotazione dell'estremo (momento incognito sull'appoggio centrale dello schema a due campate):

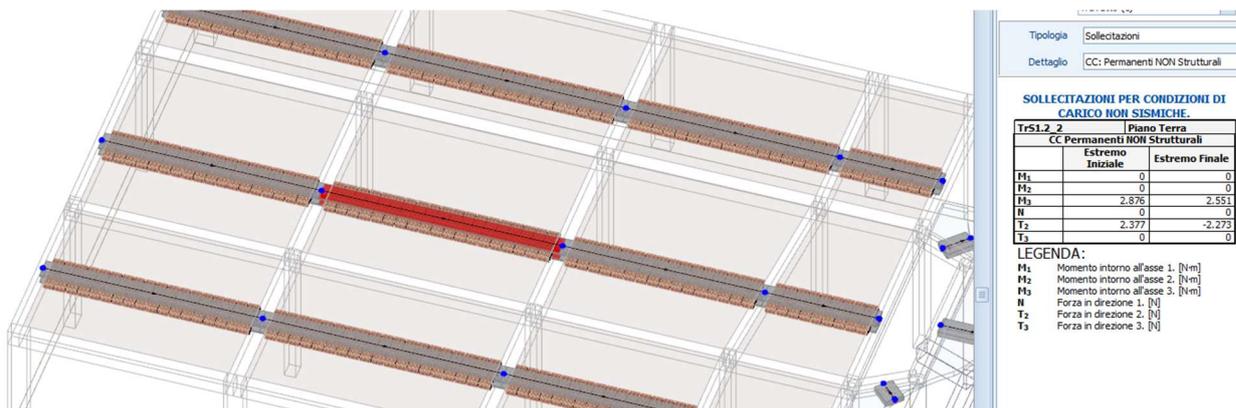
$$\frac{M_a \times L}{3EI} = \frac{3 \times 21 \ 992.21}{6.25} = 10 \ 556.26 \text{ Nm}$$

Edilus restituisce per i carichi permanenti



Proprietà		Risultati	
Filtro entità	Travetto (1)		
Tipologia	Sollecitazioni		
Dettaglio	CC: Carico Permanente		
SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO NON SISMICHE.			
TrS1.2 2		Piano Terra	
CC Carico Permanente			
	Estremo Iniziale	Estremo Finale	
M1	0	0	
M2	0	0	
M3	8.053	7.142	
N	0	0	
T2	6.656	-6.365	
T3	0	0	
LEGENDA:			
M1	Momento intorno all'asse 1. [Nm]		
M2	Momento intorno all'asse 2. [Nm]		
M3	Momento intorno all'asse 3. [Nm]		
N	Forza in direzione 1. [N]		
T2	Forza in direzione 2. [N]		
T3	Forza in direzione 3. [N]		

Per i carichi permanenti non strutturali



In definitiva il momento calcolato con il software Edilus risulta essere pari a

$$M = 8\,053 + 2\,876 = 10\,929 \text{ Nm}$$

Il calcolo teorico restituisce

$$M = 8\,053 + 2\,876 = 10\,556 \text{ Nm}$$

I risultati teorici sono pressoché identici a quelli ottenuti col software di calcolo.