



DIREZIONE CENTRALE PATRIMONIO

Servizio P.R.M. (Progettazione Realizzazione Manutenzione) Patrimonio Comunale

TITOLO PROGETTO

"Riqualificazione della casa di riposo Signoriello" inerente il Programma Operativo Nazionale "Città Metropolitane 2014 - 2020" (PON METRO) - Azione 4.1.1 "Realizzazione e Recupero alloggi" - Asse 4 "Infrastrutture per l'inclusione sociale".

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO:

**Relazione Tecnica e
Generale di Calcolo
CASTELLETTO**

CODICE ELABORATO:

IS - RTGC

SCALA:

/

DATA:

Settembre 2018

PROGETTO ARCHITETTONICO E IMPIANTISTICO

Ing. Giuseppe Di Nuzzo

Arch. Fabio Ferriero

Ing. Giovanni Toscano

Arch. Roberto Viscogliosi

PROGETTO STRUTTURALE

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

IL R.U.P.:

Arch. Guglielmo Pescatore

IL DIRIGENTE:

Ing. Francesco Cuccari



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



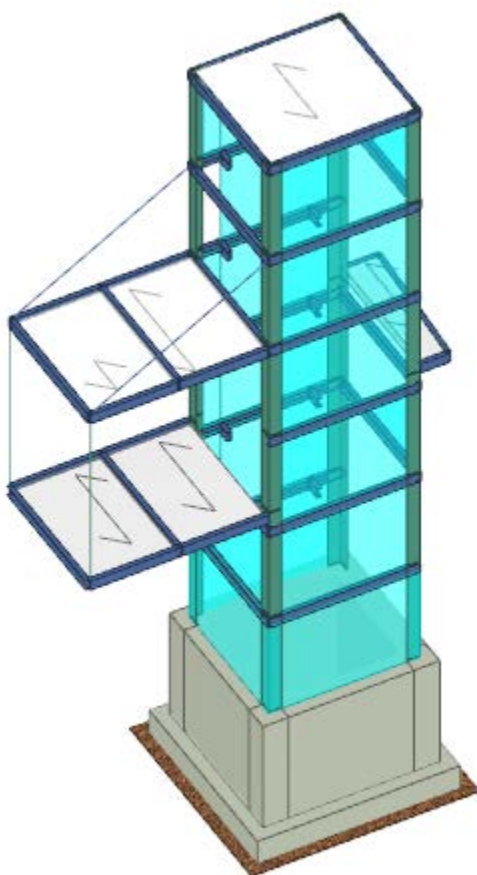
RELAZIONE TECNICA GENERALE E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Progetto per la realizzazione di un impianto ascensore nel Comune di Napoli

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

L'opera oggetto della presente relazione consiste nella realizzazione di una piattaforma elevatrice per persone al fine del superamento delle barriere architettoniche all'interno della corte centrale del fabbricato.

Il castelletto ascensore ed i pianerottoli di fermata saranno realizzati tutti con profilati angolari ad L150x150x16 ed UPN 120 in acciaio tipo S275. Le chiusure perimetrali del vano ascensore saranno realizzate con vetro antinfortunistico di idoneo spessore.



Vista assonometrica castelletto ascensore

La chiusura in vetro interesserà tutti e quattro i lati del castelletto.

Le fondazioni dell'ascensore saranno di tipo dirette su platea in conglomerato cementizio armato da 30 cm di spessore di dimensioni in pianta pari a circa 2,3 m x 2,3 m con piano di posa posto ad una profondità pari a 1,7 m dal p.c.

La fossa di fine corsa è realizzata mediante pareti in conglomerato cementizio armato dallo spessore di 30 cm e altezza di 1,4 m dall'estradosso della platea.

L'accesso al primo livello presenta una copertura leggera in plexiglass, collegata mediante cavi a trefoli RND dal diametro di 20mm in acciaio tipo S275 al castelletto ed al pianerottolo di accesso al primo livello.

In sommità l'ascensore presenta una copertura leggera in lamiera metallica.

L'ascensore collega 3 livelli del fabbricato per una corsa totale di 4 m. L'altezza complessiva dell'incastellatura è di 7,5 m.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica” - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”

UNI 11104:2004

UNI EN 206-1:2006

UNI EN 197

3. CARATTERISTICHE MATERIALI DI PROGETTO

L'opera sarà eseguita mediante fondazione in conglomerato cementizio di classe di resistenza C25/30 e classe di esposizione XC2 armato con barre di acciaio ad adherenza migliorata di classe B450C, e acciaio da carpenteria S275.

I materiali di progetto adottati sono i seguenti:

- a) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 150 Kg/cm² [C12/15] per gli strati di magrone;**
- b) **Conglomerato cementizio di resistenza caratteristica cubica, a 28 giorni di maturazione, non inferiore a 300 Kg/cm² [C25/30] per le fondazioni ;**
- c) **Acciaio ad adherenza migliorata B450C per il c.c.a.;**
- d) **Acciaio da carpenteria S275 per la struttura in elevazione;**
- e) **Bulloneria classe 8.8.**

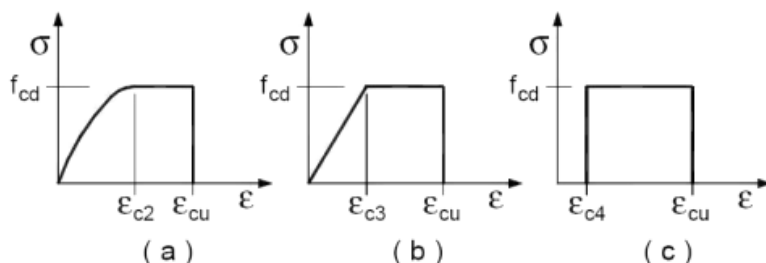
- **Conglomerato cementizio di classe C25/30 tipo XC2**

Ai sensi della disciplina per le opere in conglomerato cementizio armato (Legge 05/10/71 n°1086 pubblicata sulla G.U. n°321 art.4 capo B), si riportano di seguito le caratteristiche, la qualità e le dosature dei materiali che verranno impiegati per le strutture del progetto in questione, determinati in conformità al D.M. 14/01/2008. In particolare, per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si è fatto riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 (“Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”) e UNI 11104:2004 (“Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”).

La classe di esposizione delle opere di fondazione è la **XC2** (bagnato, raramente asciutto), secondo le norme UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006. Si utilizzerà calcestruzzo di **classe di resistenza C25/30**.

- **Modellazione del comportamento meccanico del calcestruzzo di progetto**

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\varepsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

Valori delle caratteristiche meccaniche del Calcestruzzo C12/15 con riferimento al D.M. 17.01.2018:

- Modulo di elasticità: $E = 27085 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 11285 \text{ MPa}$
- Peso specifico: $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Resistenza caratteristica cubica, determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato $R_{ck} = 15 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 12 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) per una classe di resistenza $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,57 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 1,10 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0.57 \cdot f_{ck} = 6,80 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 0,73 \text{ MPa}$

Valori delle caratteristiche meccaniche del Calcestruzzo C25/30 con riferimento al D.M. 17.01.2018:

- Modulo di elasticità: $E = 31476 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 13115 \text{ MPa}$
- Peso specifico: $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Resistenza caratteristica cubica, determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 giorni $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) per una classe di resistenza $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$

- Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 1,79 MPa$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0.57 \cdot f_{ck} = 14,16 MPa$
- Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,19 MPa$

- Caratteristiche dell'acciaio in barre B450C di progetto

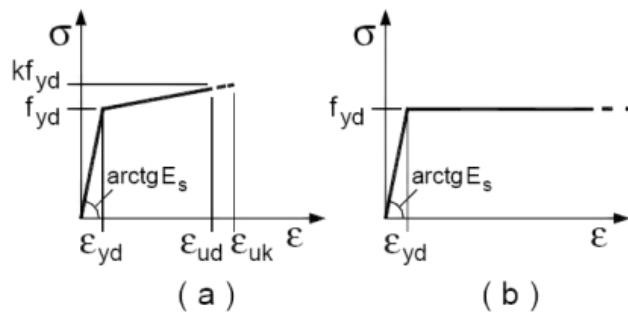
Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la normativa ha introdotto l'utilizzo di una sola tipologia di acciaio nervato, l'acciaio del tipo B450, di cui si riportano le principali caratteristiche in Tab.8.

In particolare, le barre sono caratterizzate dal diametro ϕ della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7.85 kg dm^3 .

- Controlli di accettazione in cantiere delle barre d'armatura

Essi devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in ragione di 3 spezzoni marchiati di uno stesso diametro. I valori di accettazione sono riportati in normativa.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



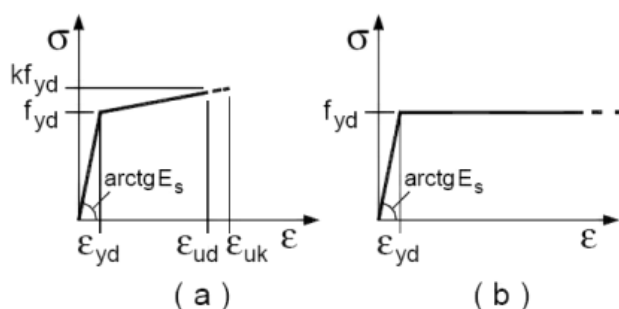
La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Tab. 4 Caratteristiche dell'acciaio per cemento armato B450

B 450	
CARATTERISTICHE	REQUISITI
f_{yk} : tensione caratteristica di snervamento	$\geq f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2 (4589 \text{ kg/cm}^2)$
f_{tk} : tensione caratteristica di rottura	$\geq f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2 (5506 \text{ kg/cm}^2)$
f_{yd} : resistenza di calcolo	$= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 391 \text{ N/mm}^2 (3990 \text{ kg/cm}^2)$
$(f_t/f_y)_k$ [B450C]	$\begin{cases} \geq 1.15 \\ < 1.35 \end{cases}$
$(f_t/f_y)_k$ [B450A]	≥ 1.05
$(f_y/f_{y,nom})_k$	≤ 1.25
$(A_{gt})_k$: allungamento di rottura [B450C]	$\geq 7.5\%$
$(A_{gt})_k$: allungamento di rottura [B450A]	$\geq 2.5\%$

– Caratteristiche dell'acciaio da carpenteria S275

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati).

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

- modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769 \text{ N/mm}^2$

- coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$)
- densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati in Tab.5.

I diagrammi costitutivi considerati sono quelli classici per gli acciai del tipo elastico perfettamente plastico, il comportamento plastico viene comunque escluso considerando l'insorgere dei fenomeni di instabilità prima dell'escursione in campo plastico.

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

Tab.5 Tensioni caratteristiche di snervamento e di rottura per laminati a caldo, profili a sezione aperta

– Caratteristiche dei materiali per i collegamenti

Per la realizzazione dei collegamenti saldati occorrerà effettuare saldature di classe II con elettrodi per saldature rispondenti alle norme:

- E44 UNI 5132 classe 2, 3, 4 per sp. $< 30 \text{ mm}$
- E44 UNI 5132 classe 4B per sp. $> 30 \text{ mm}$

Per i giunti testa a testa o a T a completa penetrazione

- tensioni ammissibili a trazione o compressione semplice
 - σ_{fadm} per condizione I e $t < 40 \text{ mm} = 1615,00 \text{ kg/cm}^2$
 - σ_{fadm} per condizione II e $t < 40 \text{ mm} = 1816,88 \text{ kg/cm}^2$
- tensioni ideali ammissibili
 - σ_{idfadm} per condizione I e $t < 40 \text{ mm} = 1615,00 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{id\text{adm}}$ per condizione II e $t < 40\text{mm}$ = 1816,88 kg/cm²

con

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \sigma_{\perp}\sigma_{\parallel} + 3\tau_{\parallel}^2}$$

Per giunti a cordone d'angolo

$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$	per condizione I e $t < 40\text{mm}$	$\leq 1330,00 \text{ kg/cm}^2$
$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}$	per condizione II e $t < 40\text{mm}$	$\leq 1496,25 \text{ kg/cm}^2$
$ \tau_{\perp} + \sigma_{\perp} $	per condizione I e $t < 40\text{mm}$	$\leq 1615,00 \text{ kg/cm}^2$
$ \tau_{\perp} + \sigma_{\perp} $	per condizione II e $t < 40\text{mm}$	$\leq 1816,88 \text{ kg/cm}^2$

Per i collegamenti bullonati

I tirafondi ed i bulloni adottati sono di **classe 8.8** e presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

11.3.4.6.1 Bulloni

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XII.a

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

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

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	300	480	649	900
$f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	500	600	800	1000

Le caratteristiche di progetto dei materiali così come menzionato nel metodo semiprobabilistico agli stati limite sono definiti come rapporto tra il valore caratteristico della proprietà del materiale ed il suo coefficiente di sicurezza parziale, $X_d = X_k/\gamma_{mj}$.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{mj} sono quelli prescritti dal D.M. 14/01/2008 confrontati con quelli per l'applicazione dell'EC3, dedotti in dipendenza essenzialmente dalla resistenza del materiale di base oppure del dettaglio costruttivo e dalla modalità di rottura duttile o fragile.

Gli elementi di collegamento da impiegare nelle unioni dei traversi variati (a taglio) devono soddisfare i requisiti di cui alla norma armonizzata UNI EN 15048-1:2007 "Bulloneria strutturale non a serraggio controllato" e recare la relativa marcatura CE

- Viti secondo UNI 5737 classe 8.8 secondo UNI 3740
- Dadi secondo UNI 5588 passo grosso classe 8.8 UNI 3740
- Rosette secondo UNI 6592, 200HV secondo UNI 3740

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

4. TERRENO DI FONDAZIONE

Il sottosuolo risulta costituito da materiali sciolti di natura piroclastica di deposizione secondaria e primaria nei quali si rinvenivano livelli di pomici.

La campagna prove per la definizione delle caratteristiche del volume significativo di terreno sottostante il fabbricato costata in :

- n. 1 **saggio geognostico** eseguito nell'area in esame fino alla prof. di 10 m. dal p.c.
- n. 2 **prova penetrometriche** dinamica continua eseguite nella corte interna dell'edificio in data 27 luglio 2018 con penetrometro dinamico pesante (DPSH63) costruito dalla Compaq S.r.l.
- n. 1 **indagine sismica MASW** eseguita nell'area in esame;

La falda è ad una profondità che non interessa il volume significativo dell'opera.

Nel sottosuolo non è stata riscontrata la presenza di cavità.

In riferimento alla suscettibilità alla liquefazione, risulta che i terreni non sono liquefacibili.

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

[C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, 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.].

basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30).

Dal punto di vista stratigrafico si riporta di seguito il profilo stratigrafico del terreno indagato

STRATIGRAFIA

		Profondità raggiunta 10m	Quota Ass. P.C. 105m s.l.m.	Cantiere Istituto G. Signorile		
Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T.	Campioni	Falda
		Strato bituminoso e massetto in calcestruzzo	0.60			
1		Piroclastiti sabbioso limose di colore bruno con inclusi litici e pomicei millimetrici				
2						
3			3.90			
4		Piroclastiti sabbioso limose di colore grigiastro con pomici millimetriche				
5			5.60			4.50 S 5.00
6		Piroclastiti sabbioso-ghialose di colore marroncino				
7						6.50 S 7.00
8						
9						
10			10.00			
Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa						

Lo strato di terreno sottostante la fondazione è stato modellato come costituito da un unico strato al di sotto della fondazione. La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

										Terreni
N _{TRN}	γ _T	K			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
		K _X	K _Y	K _Z						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Piroclastiti sabbioso limose										
T001	18,100	20	20	60	27	0.000	4.800	30	0	0.000

LEGENDA:

N _{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ _T	Peso specifico del terreno.
K	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _X), Y (K _Y), e Z (K _Z).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c _u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E _d	Modulo edometrico.
E _{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A _{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

Il coefficiente di amplificazione Topografico ST secondo la tabella 3.2.VI del DM2018 è 1,0.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss secondo la tabella 3.2.V del DM2018 è scelto in funzione dello stato limite considerato.

5. 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 Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G. U. 20 febbraio 2018, n. 42 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

- Carico statico fisso, permanente ed accidentale

I carichi considerati sono riportati nella tabella seguente:

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

Sono stati considerati i seguenti valori unitari:

- calcestruzzo armato normale = 25 kN/m³
- acciaio da carpenteria = 78 kN/m³

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	Optilam 10.8 mm	Carico Permanente	Pannello di vetro (dimensioni max 2 m x 2 m) di spessore 10,8 mm	258		0		0	0
002	S	Platea	Autorimessa <= 30kN	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Sottotondo 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) (Cat. F – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2,500	0
003	S	Grigliato	Abitazioni	Grigliato	500	Pavimento	1,000	Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C2 - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi)	4,000	600
004	S	Lam.Grec.-Cls col. Copert. non acc. H11	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio misto in acciaio-calcestruzzo costituito da lamiera grecata tipo A55/P600 HI-BOND di spessore 7/10 e soletta in c.a. collaborante di spessore 5,5 cm (5,5+5,5)	2,150	Manto di copertura e sottotondo, coibentazione e controsoffittatura	1,200	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1,000
005	S	Copertura in plexiglass	Locali Pubblici	Plexiglass	120		0		0	600

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. Secondo il tipo di

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]

SA 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.

CONDIZIONI DI CARICO

Condizioni di carico

N	Condizioni Carico Utente			Tipologia Carico Accidentale				
	Descrizione	AgS	Alt	Descrizione	Durata	ψ 0	ψ 1	ψ 2
0001	Carico Permanente	SI	NO	Carico Permanente	Permanente	1,0	1,0	1,0
0002	Carico Verticale	SI	NO	Abitazioni	Media	0,7	0,5	0,3
0003	Carico da Neve	SI	NO	Carico da Neve ≤ 1000 m s.l.m.	Breve	0,5	0,2	0,0
0004	Carico Permanente	SI	NO	Permanenti NON Strutturali	Lunga	1,0	1,0	1,0
0005	Carico Verticale	SI	NO	Uffici	Media	0,7	0,5	0,3
0006	Carico Verticale	SI	NO	Locali Pubblici	Media	0,7	0,7	0,6

LEGENDA Condizioni di carico

N Numero identificativo della condizione di carico.

AgS Indica se la condizione di carico considerata è Agente con il Sisma.

Alt Indica se la condizione di carico è Alternata (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.

Durata Indica la classe di durata del carico.

NOTA: questo dato è significativo solo per elementi in materiale legnoso.

ψ 0 Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (Carichi rari).

ψ 1 Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (Carichi frequenti).

ψ 2 Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (Carichi frequenti e quasi permanenti).

- Carico aggiuntivo dovuto a variazioni termiche

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

Poiché nel caso in esame la temperatura non costituisce azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura si considera, in accordo con le norme vigenti, la sola componente ΔT , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II delle NTC 2018.

6. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

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

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

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

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

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.895160	14.261855	104

- Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	NO
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla	NO

sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidità è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei “*Tabulati di calcolo*” nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	NON REGOLARE

- Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute. deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili. D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non-dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD“A” (Alta);
- CD“B” (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità classe **"BASSA"**.

- **Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.**

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

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

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0450	2.346	0.282	1.59	0.150	0.450	1.780	1.50
SLD	0.0589	2.344	0.312	1.54	0.160	0.481	1.836	1.50
SLV	0.1631	2.386	0.344	1.49	0.171	0.514	2.252	1.47
SLC	0.2075	2.452	0.346	1.49	0.172	0.515	2.430	1.39

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

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

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

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

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

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita**

Fattore di Struttura (q_x) per sisma orizzontale in direzione **3.200**;

X:

Fattore di Struttura (q_y) per sisma orizzontale in direzione **3.200**;

Y:

Fattore di Struttura (q_z) per sisma verticale: **1.50**.

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

	Dir. X	Dir. Y
Tipologia (§7.5.2.2 D.M. 2018)	A telaio	A telaio
Tipologia strutturale	con più campate	con più campate
α_u/α_1	1	1
q_0	4.000	4.000
k_R	0.80	

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$q = q_0 \cdot k_R;$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

k_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

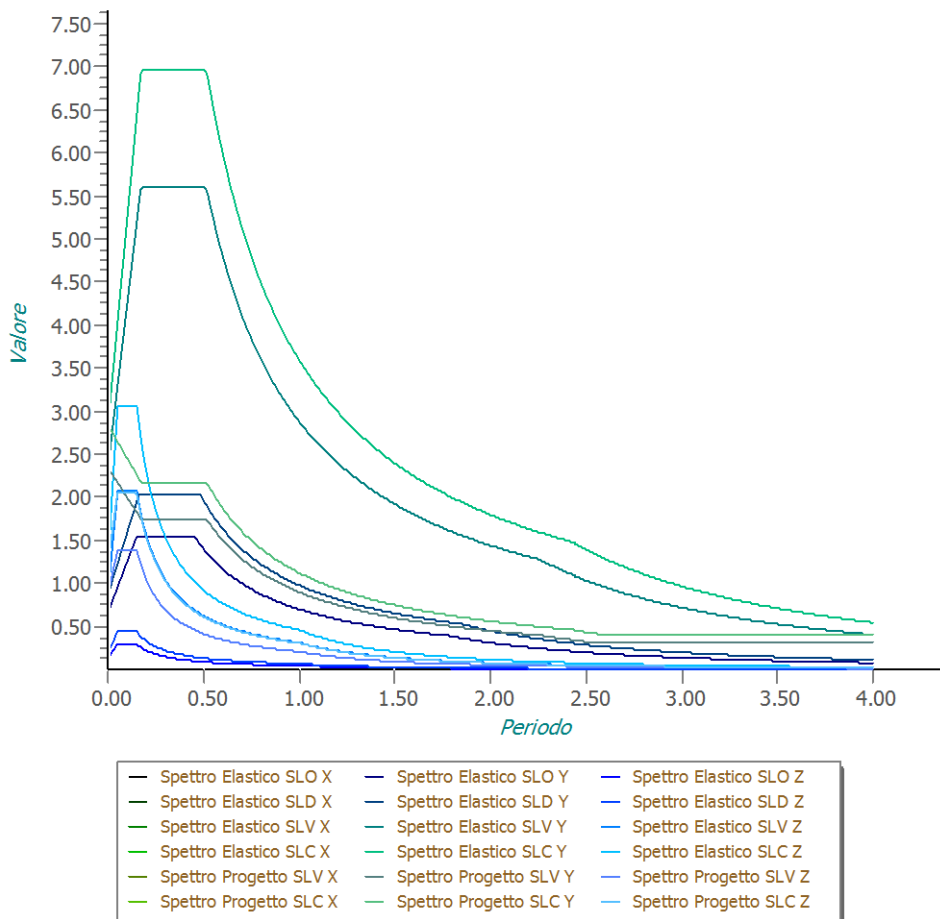
N.B: Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati al §7.4.3.2 del D.M. 2018 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2 D.M. 2018)(cfr. Tabella 7.3.II D.M. 2018)

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
a) Strutture intelaiate) Strutture con controventi eccentrici	5,0 α_0/α_1	4,0
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
b2) Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_0/α_1	2,0
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_0/α_1	4,0
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2,0	2,0

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



- 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 (**30**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100.0

salvaguardia della vita	Y	100.0
salvaguardia della vita	Z	100.0

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 taglienti 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.

- 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 $\mu_d \leq 5q - 4$.

- 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:

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

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:

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

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.

- **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 $\pm 5\%$ 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.

7. 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.

- **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 **2754 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.

- Stato Limite di Danno

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

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

dove:

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

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

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

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

- 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_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi

nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

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

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

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

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

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

Negli allegati "Tabulati Di Calcolo" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (8) e "**Rara**" (29). 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.

8. 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.

- Calcolo pressione normale e tangenziale

Per il caso in esame:

VENTO - CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

Vento - calcolo pressione del vento								
Z	q _b	C _e	C _p	C _d	p	Scz	C _r	p _r
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0.00	-	-	-	-	745	-	-	-
7.44	-	-	-	-	745	-	-	-

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_r Coefficiente d'attrito;
p_r Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

- 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.

- 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 02-02-2009 n. 617. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

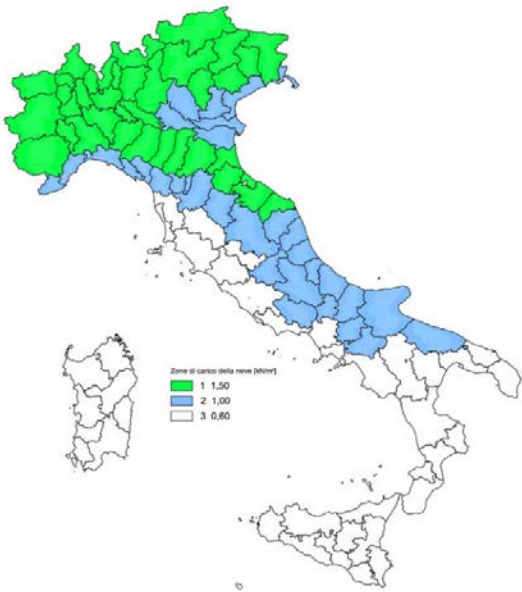
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

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

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

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$
II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$
III	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$



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);

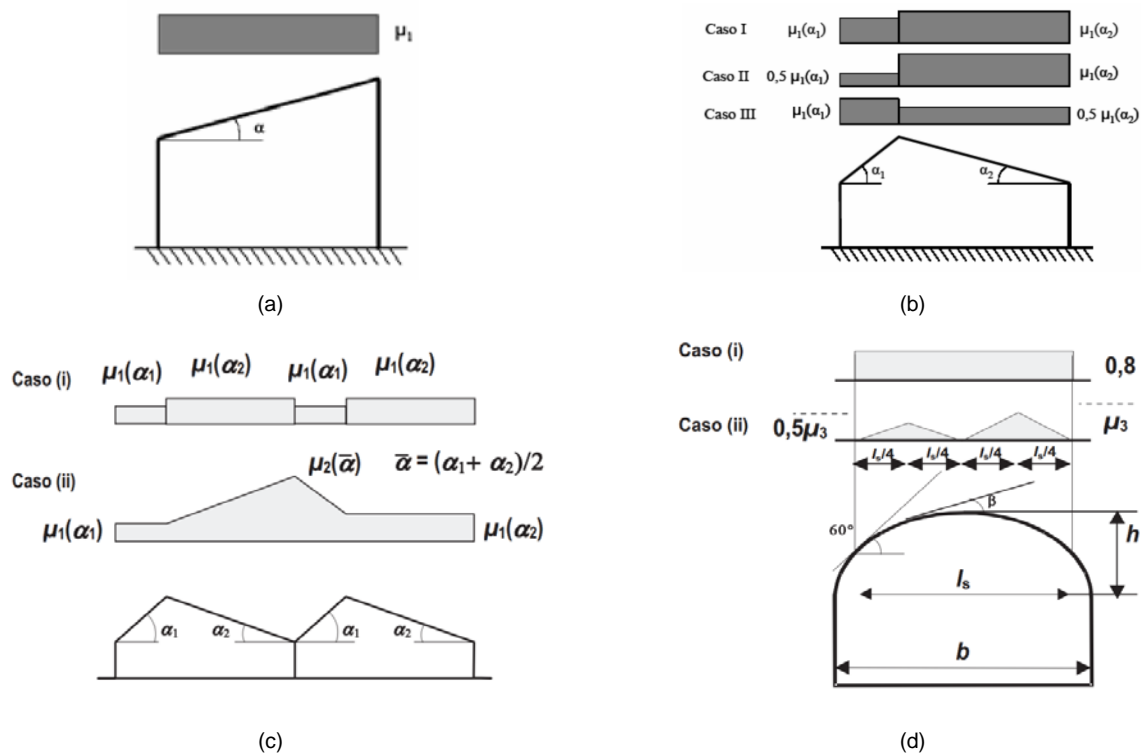
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 02-02-2009 n. 617)

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

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.5.6 Circolare 02-02-2009 n. 617)

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. C3.4.5.4 Circolare 02-02-2009 n. 617], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.5.5 Circolare 02-02-2009 n. 617].

- 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.I 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).

9. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	26.00a
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

- **Sintesi delle funzionalità generali**

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

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

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

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

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

definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);

modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;

definire condizioni di carico;

definire gli impalcati come rigidi o meno.

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

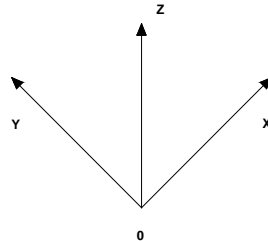
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

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

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

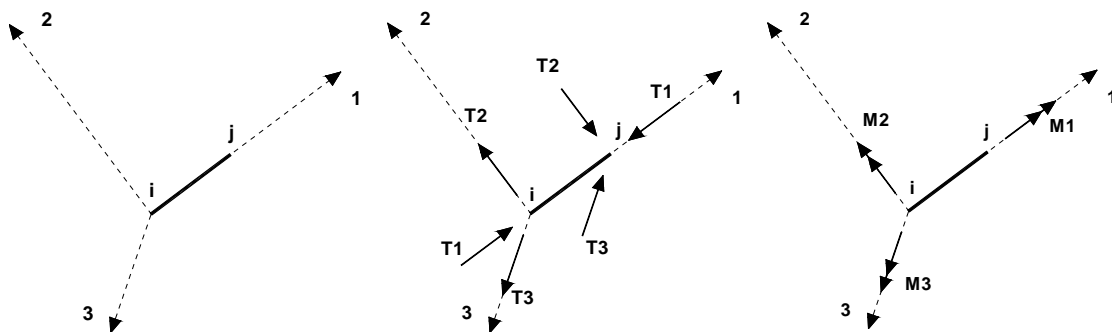
10. SISTEMI DI RIFERIMENTO

- 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).

- 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.

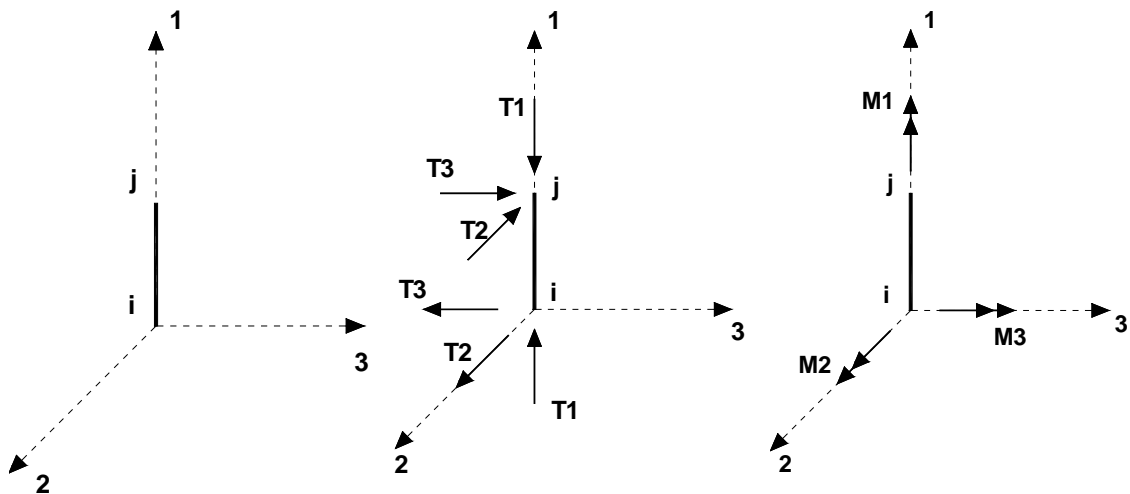
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- 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:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione T1 (agente nella direzione i-j);

- Sollecitazioni taglienti T2 e T3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M2 e M3);
- Sollecitazione torcente M1.
- **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:

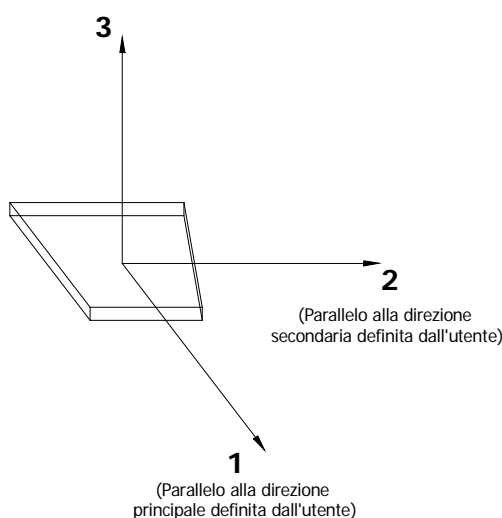
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all'asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

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 T1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T2 e T3 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.
- **Riferimento locale per platee**



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- 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.

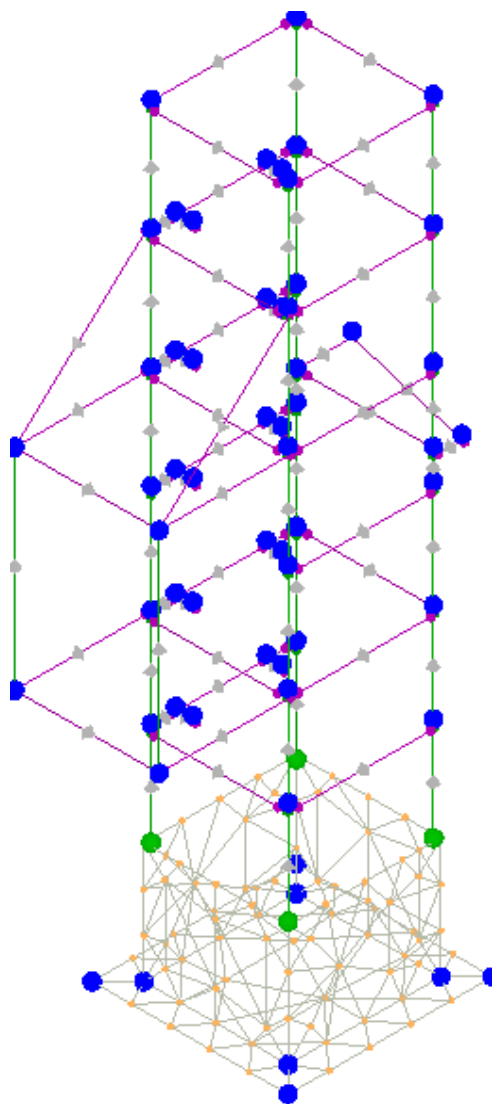
11. MODELLO DI CALCOLO

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

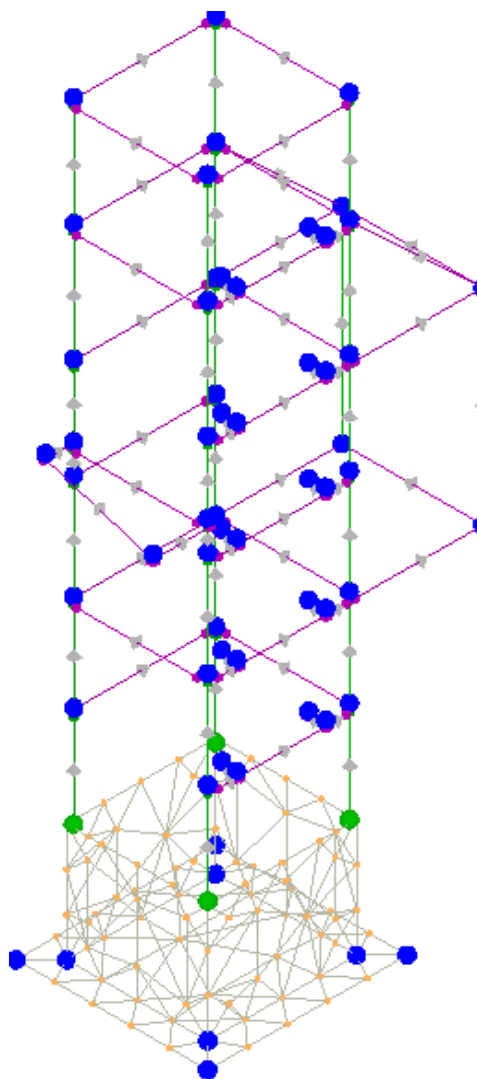
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

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

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano 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, com'è corretto, 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.

Il vincolo offerto dai pali è del tipo incastro cedevole con rigidezze traslazionali in direzione X,Y,Z e rotazionali in X ed Y. In direz. Z la rigidezza rotazionale è trascurata. Il calcolo di tali rigidezze è effettuato in Z con un metodo geotecnico che tiene conto dello spessore deformabile, mentre le altre sono ricavate da relazioni riportate in EC8 parte 5 app.C.

- **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.

- **Verifiche di Resistenza elementi in c.a.**

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è 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 4.1.10 del D.M. 17 gennaio 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

dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

☐ può ded

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 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.

- Verifiche di Resistenza elementi acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato. resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi §4.2.3.2 del D.M. 2018). portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.2.4.1.2 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

- Gerarchia delle Resistenze elementi in c.a.

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al §7.4.4 del D.M. 2018.

Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD“A”, ad 1,10 per strutture in CD“B”. La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del par. 7.4.4.1.1 D.M. 2018.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l’attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di “piano debole” che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD“A” e 1,3 per CD“B”. In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d’estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell’azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) del D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1 D.M. 2018.
- Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all’azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l’espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.1.

- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del §7.4.4.3.1 D.M. 2018.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel par. 7.4.4.5 D.M. 2018. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.5.1 D.M. 2018.

- **Gerarchia delle Resistenze elementi in acciaio.**

Per quanto riguarda le aste in acciaio, sono state applicate le disposizioni contenute al §7.5.3 del D.M. 2018.

Più in particolare:

- per gli elementi travi e pilastri sono state effettuate le verifiche definite al §7.5.4 D.M. 2018 e relativi sotto paragrafi;
- per gli elementi di controventamento sono state effettuate le verifiche definite al §7.5.5 D.M. 2018; più specificatamente, per gli elementi dissipativi (aste tese di controventi a X o aste di controventi a V) sono state effettuate le relative verifiche di resistenza; per gli elementi in acciaio (travi o colonne) ad essi collegati le sollecitazioni di progetto sono state ricavate considerando come agenti le resistenze degli elementi dissipativi, opportunamente amplificate dal minimo coefficiente Ω tra tutti gli elementi dissipativi collegati alla trave o colonna.

Le relative verifiche sono riportate nei "Tabulati di calcolo", con l'indicazione del coefficiente Ω utilizzato per la singola verifica.

- **Verifiche di Instabilità (aste in acciaio)**

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del par. 4.2.4.1.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.

Verifiche di stabilità per elementi inflessi.

Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

- **Verifiche di Deformabilità (aste in acciaio)**

Sono state condotte le verifiche definite al par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 e in particolare si citano:

Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.1).

Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.2).

Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (par. 4.2.4.2.2).

12. PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

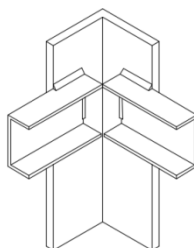
Per ogni collegamento presente in progetto sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Tirafondi, Piastre e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche.

I collegamenti tra fondazione e pilastro avviene mediante piastra quadrata e 4 tirafondi da 12 mm di diametro mentre i collegamenti tra pilastro e pilastro e trave pilastro avvengono per saldatura a completo ripristino di resistenza con cordoni d'angolo da 4 mm lungo tutto il perimetro della sezione del profilato metallico.

In particolare:

- per i collegamenti saldati **travature-travature** e **travature-pilastri** si è assunto il massimo taglio tra quelli sollecitanti tale tipo di collegamento;
- per i collegamenti saldati **pilastri-piastra** di fondazione la verifica è stata effettuata considerando agente sui cordoni d'angolo il solo taglio parallelo, assunto come il massimo tra i tagli agenti alla base dei pilastri.

Di seguito si riportano i grafici del collegamento trave-pilastro



Collegamento traverse-pilastri

Le verifiche effettuate, come esplicitato in norma, e a seconda della tipologia di unione, sono le seguenti:

Verifica a taglio dei bulloni:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

dove:

$F_{v,Ed}$ indica il taglio di progetto;

$F_{v,Rd}$ indica la resistenza a taglio dei bulloni;

f_{tb} indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone;

A_{res} indica l'area resistente del bullone.

Verifica a rifollamento del piatto:

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

dove:

$F_{v,Ed}$ indica il taglio di progetto;

$F_{b,Rd}$ indica la resistenza a rifollamento dei bulloni;

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

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

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

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

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

Verifica a trazione del bullone:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}$$

dove:

$F_{t,Ed}$ indica lo sforzo di trazione di progetto;

$F_{t,Rd}$ indica la resistenza a trazione dei bulloni;

f_{tb} indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone;

A_{res} indica l'area resistente del bullone.

Verifica a taglio-trazione dei bulloni:

$$(F_{v,Ed} / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1,4 F_{t,Rd}) \leq 1$$

dove:

$F_{v,Ed}$ indica il taglio di progetto;

$F_{v,Rd}$ indica la resistenza a taglio dei bulloni;

$F_{t,Ed}$ indica lo sforzo di trazione di progetto;

$F_{t,Rd}$ indica la resistenza a trazione dei bulloni.

Verifiche saldature a cordone d'angolo:

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

dove:

$F_{w,Ed}$ è la forza di progetto che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza;

$F_{w,Rd}$ è la resistenza di progetto del cordone d'angolo per unità di lunghezza

Le verifiche risultano tutte soddisfatte e di seguito si riportano i coefficienti di sicurezza più gravosi, in riferimento alle singole verifiche di cui sopra.

Verifiche saldature a cordone d'angolo:

FS = 2,53

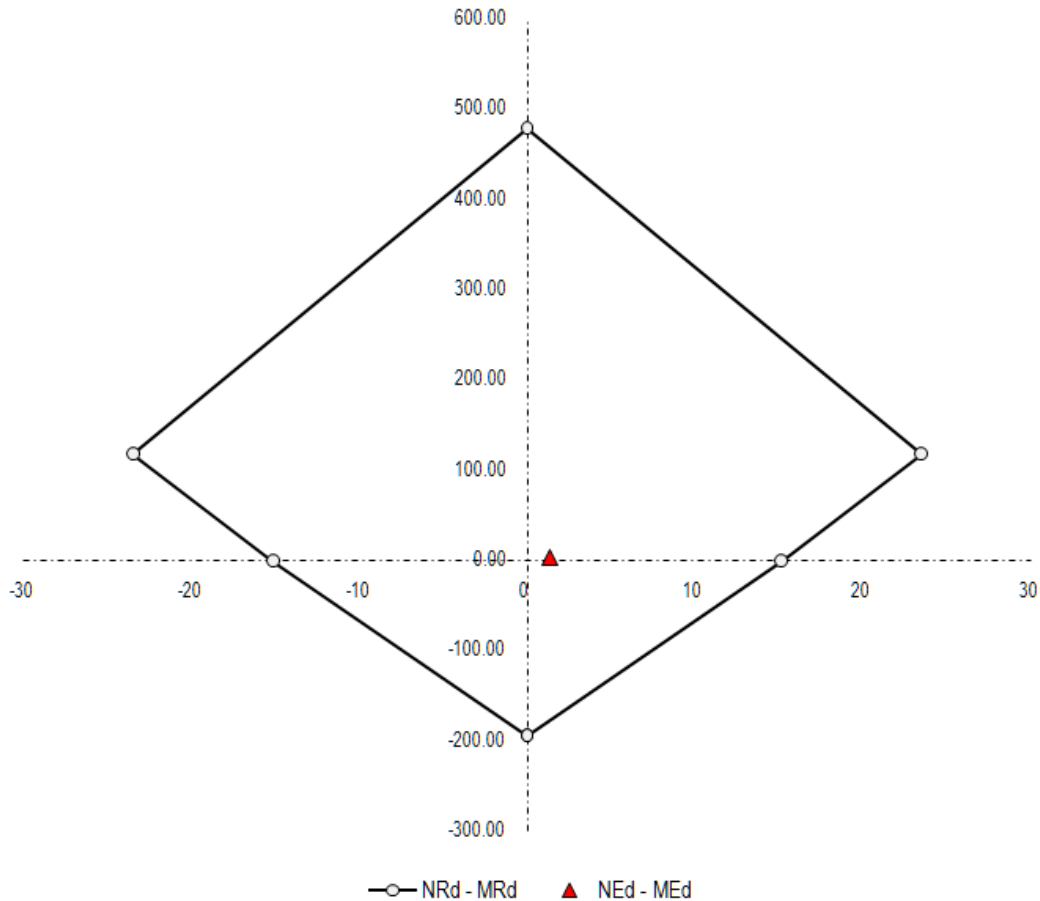
Per la geometria e le caratteristiche dei vari collegamenti si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Si riportano di seguito le tabelle dei calcoli eseguiti

VERIFICHE PIASTRA DI BASE

Resistenza a compressione pura	$N_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd}$	$N_{C,Rd} = 479.25$ kN
Resistenza a trazione pura	$N_{T,Rd} = -2\min(F_{1,2}; F_3)$	$N_{T,Rd} = -194.43$ kN
Resistenza a flessione pura	$M_{0,Rd} = F_{min,Rd} Z$	$M_{0,Rd} = 15.17$ kNm
Resistenza assiale	$NRd = FC_{Rd} - FT_{Rd}$	$NRd = 117.65$ kN
Resistenza a flessione	$M_{Rd} = F_{CRd}(Z_C) - F_{T,Rd}(-Z_T)$	$M_{Rd} = 23.52$ kNm

Dominio di resistenza della Piastra di Base



Resistenza per collasso del cono di calcestruzzo

$N_{Rd,c} = 6.21$ kN

$$N_{Rd,c} = (N_{0,Rk,c} (A_{c,N}/A_{0,c,N}) \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N}) / (n \gamma_{Mc})$$

Resistenza al fenomeno del
pull - out

$N_{Rd,p} = 2382.39$ kN

Armatura necessaria per evitare lo sfilamento del tirafondo

$A_{s,min} = 97.52$ mm²

Diametro dell'armatura scelto per equilibrare la trazione

$\phi = 20.00$ mm

Numero minimo di ferri attorno a ciascun ancoraggio

$n_{f,min} = 0.31$ -

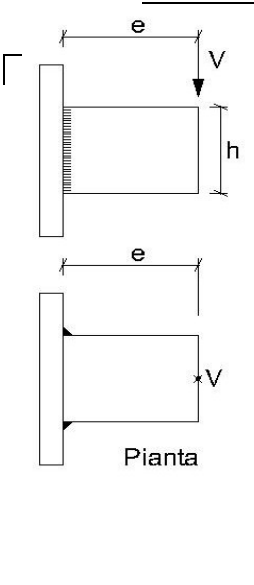
Numero di ferri d'armatura effettivamente disposti attorno all'ancoraggio

$n_f = 4.00$ OK

Lunghezza di ancoraggio minima per ancorare la barra

 $l_{b,rqd} = 89.48 \text{ mm}$

VERIFICHE COLLEGAMENTI SALDATI A CORDONE D'ANGOLO PILASTRI-PIATTO FONDAZIONE



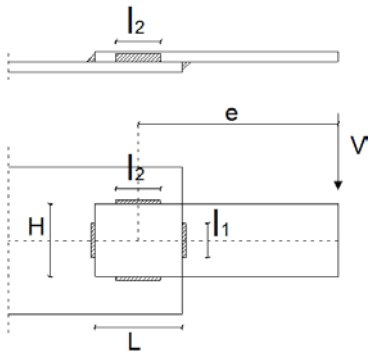
Pianta

INPUT		
Definizione dell'azione		
$V =$	10170	[N]
$e =$	300	[mm]
Definizione della geometria dell'unione		
$h =$	120	[mm]
$a_w =$	4	[mm]
$A_w =$	480	[mm ²]

OUTPUT		
$\tau_{//} =$	10.59	[N/mm ²]
$\sigma_{\perp max} =$	158.91	[N/mm ²]

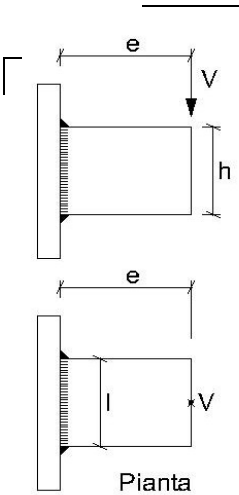
VERIFICA (NTC 2018)				
Metodo direzionale				
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{//}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$	159.96	<	404.71	Verificato
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$	158.91	<	309.60	Verificato

VERIFICHE COLLEGAMENTI SALDATI A CORDONE D'ANGOLO PILASTRI-TRAVI

INPUT	OUTPUT
	<p>Cordoni paralleli all'azione</p> <p>$\tau_{//} =$ <input type="text" value="27.15"/> [N/mm²]</p> <p><input type="checkbox"/></p> <p>Cordoni ortogonali all'azione</p> <p>$\tau_{//} =$ <input type="text" value="23.67"/> [N/mm²]</p>
<p>Definizione dell'azione</p> <p>$V =$ <input type="text" value="2228"/> [N]</p> <p>$e =$ <input type="text" value="680"/> [mm]</p>	
<p>Definizione della geometria dell'unione</p> <p>Cordoni paralleli all'azione</p> <p>$l_1 =$ <input type="text" value="80"/> [mm]</p> <p>$H =$ <input type="text" value="120"/> [mm]</p> <p>$a_{1w} =$ <input type="text" value="4"/> [mm]</p> <p>$A_{1w} =$ <input type="text" value="320"/> [mm²]</p> <p>Cordoni ortogonali all'azione</p> <p>$l_2 =$ <input type="text" value="80"/> [mm]</p> <p>$L =$ <input type="text" value="80"/> [mm]</p> <p>$a_{2w} =$ <input type="text" value="4"/> [mm]</p> <p>$A_{2w} =$ <input type="text" value="320"/> [mm²]</p>	

VERIFICA (NTC 2018)			
Metodo direzionale			
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\square}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$			
Cordoni paralleli	47.03 < 403.58	Verificato	
Cordoni ortogonali	41.00 < 403.58	Verificato	

VERIFICHE COLLEGAMENTI SALDATI A CORDONE D'ANGOLO TRAVI-PILASTRI (PIANEROTTOLI DI ACCESSO)



Pianta

INPUT	
Definizione dell'azione	
V =	7717 [N]
e =	456 [mm]
Definizione della geometria dell'unione	
Cordoni paralleli all'azione	
h =	80 [mm]
a _{1w} =	4 [mm]
A _{1w} =	320 [mm ²]
Cordoni ortogonali all'azione	
l =	50 [mm]
a _{2w} =	4 [mm]
A _{2w} =	200 [mm ²]

OUTPUT	
Cordoni paralleli all'azione	
τ =	12.06 [N/mm ²]
Cordoni ortogonali all'azione	
σ _{⊥max} =	219.93 [N/mm ²]

VERIFICA (NTC 2018)				
Metodo direzionale				
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$	Cordoni paralleli	20.88 < 424.00	Verificato	
	Cordoni ortogonali	219.93 < 424.00	Verificato	
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$	Cordoni ortogonali	219.93 < 381.60	Verificato	

13. 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.

14. VERIFICA DEL GIUNTO SISMICO

Il vano ascensore dista dal balcone perimetrale del fabbricato di 10 cm, mentre la passerella di connessione al pianerottolo del vano scale si avvicina all'apertura con un grigliato metallico che termina con un lamierino in acciaio di dimensioni pari a 10 cm in modo da garantire il passaggio degli utenti.

Pertanto il progetto del vano ascensore prevede un giunto sismico minimo di 10 cm che è stato verificato con i calcoli di seguito riportati.

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2018, § 7.2.2 "Distanza tra costruzioni contigue"), la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento.

La norma impone che il giunto sismico tra due strutture - il quale in ogni caso non può essere minore di $H/100 \cdot (a_g \cdot S/0.5g)$ - sia definito dalla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV di due punti che si fronteggiano.

Secondo le indicazioni e precisazioni contenute nella Circolare esplicativa del 02.02.2009 n° 617, lo spostamento massimo della struttura esistente verrà stimato attraverso la relazione di § 7.2.2:

$$S_{\max,1} = \frac{H}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5 \cdot g}$$

mentre per la nuova struttura si procederà utilizzando lo spostamento massimo ricavato dalle analisi allo SLV e valutando lo spostamento di progetto secondo la relazione di § 7.3.3:

$$d_{E,\max} = \pm \mu_d \cdot d_{E_e}$$

Stato Limite di riferimento		SLV
Accelerazione orizzontale massima al suolo	a_g	0.163 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2.386
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0.344 s
Vita nominale	V_N	50
Quota s.l.m. del sito	q	111 m

Classe d'uso	C	II
Coefficiente d'uso	C_U	1.00
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	50
Probabilità di superamento	P_{VR}	10%
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	475
Categoria di sottosuolo		C
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1.47
	C_C	1.49
Categoria topografica		T1
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.00
Coefficiente per categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1.47
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0.171 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0.514 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	2.252 s
Quota dei punti che si fronteggiano misurata dal piano delle fondazioni	H	4.00 m
Tipologia del fabbricato	Costruzioni con qualsiasi struttura	
Coefficiente per tipologia di fabbricato	C_1	0.050
Periodo modo principale della struttura stimato con la formula 7.3.5	$T_{1,stim}$	0.141 s
Periodo modo principale della struttura derivante dall'analisi sismica	$T_{1,eff}$	0.211 s
Metodo di calcolo del periodo modo principale della struttura	Effettivo	
Struttura regolare in pianta?		No

Struttura regolare in altezza?		No
Fattore di struttura massimo	q_0	4.00
Fattore riduttivo	K_R	0.80
Fattore di struttura di calcolo	q	3.20
Fattore moltiplicativo spostamenti	μ_d	6.36
Spostamento massimo del nuovo fabbricato ottenuto dall'analisi lineare	d_{Ee}	1.16 cm
Spostamento massimo del nuovo fabbricato sotto azione sismica valutato allo SLV	d_E	7.37 cm
Spostamento massimo del fabbricato esistente valutato allo SLV	$d_{esistente}$	1.91 cm
Dimensione minima del giunto	$d_{giunto,min}$	1.91 cm
Dimensione da calcolo del giunto ($d_{giunto} = d_E + d_{esistente}$)	d_{giunto}	9.29 cm
Peso dell'arrotondamento da applicare alla dimensione da calcolo del giunto	P	5.00
Dimensione consigliata per il giunto ($d_{giunto} > d_E + d_{esistente}$)	d_{giunto}	10.00 cm

15. VERIFICA DEI RISULTATI

Il presente paragrafo riporta in maniera sintetica indicazioni in merito alle verifiche di accettabilità dei risultati in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 17 gennaio 2018.

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica dell' Edilus, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi. Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontando i risultati con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

16. SINTESI GRAFICA DEI RISULTATI

Il presente documento riporta gli elaborati grafici sintetici in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 17 gennaio 2018.

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.

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

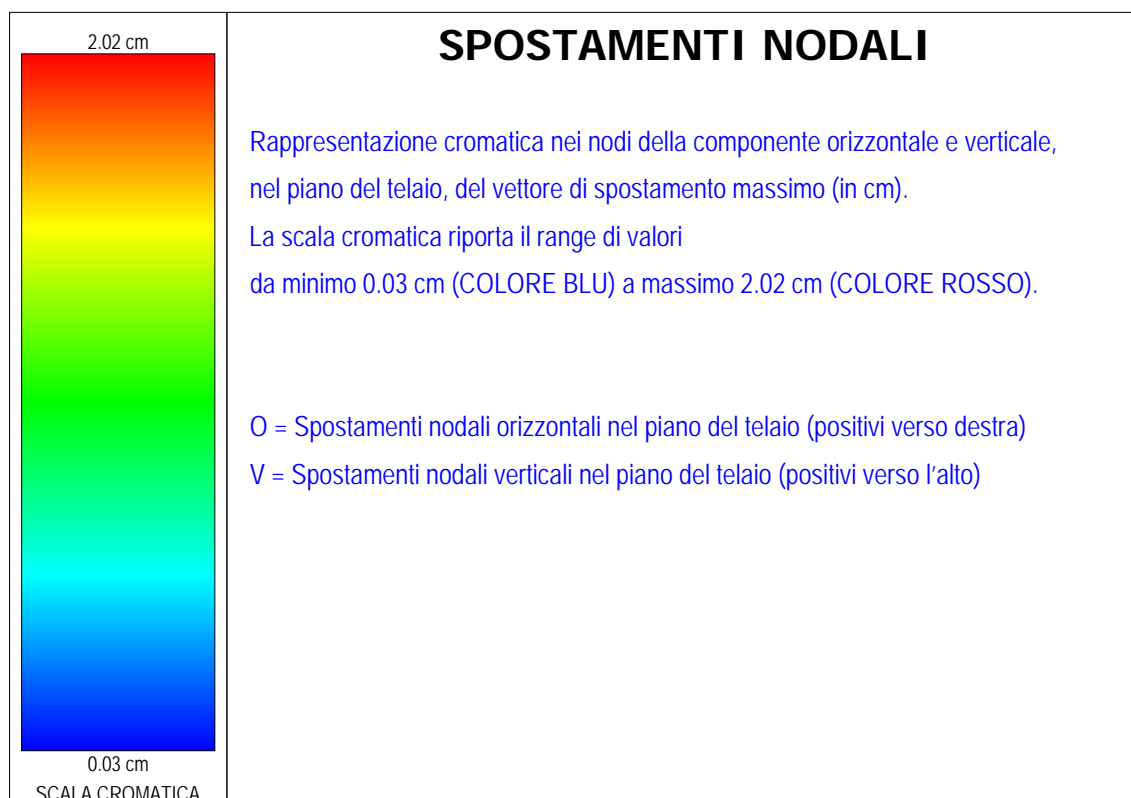
Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

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.

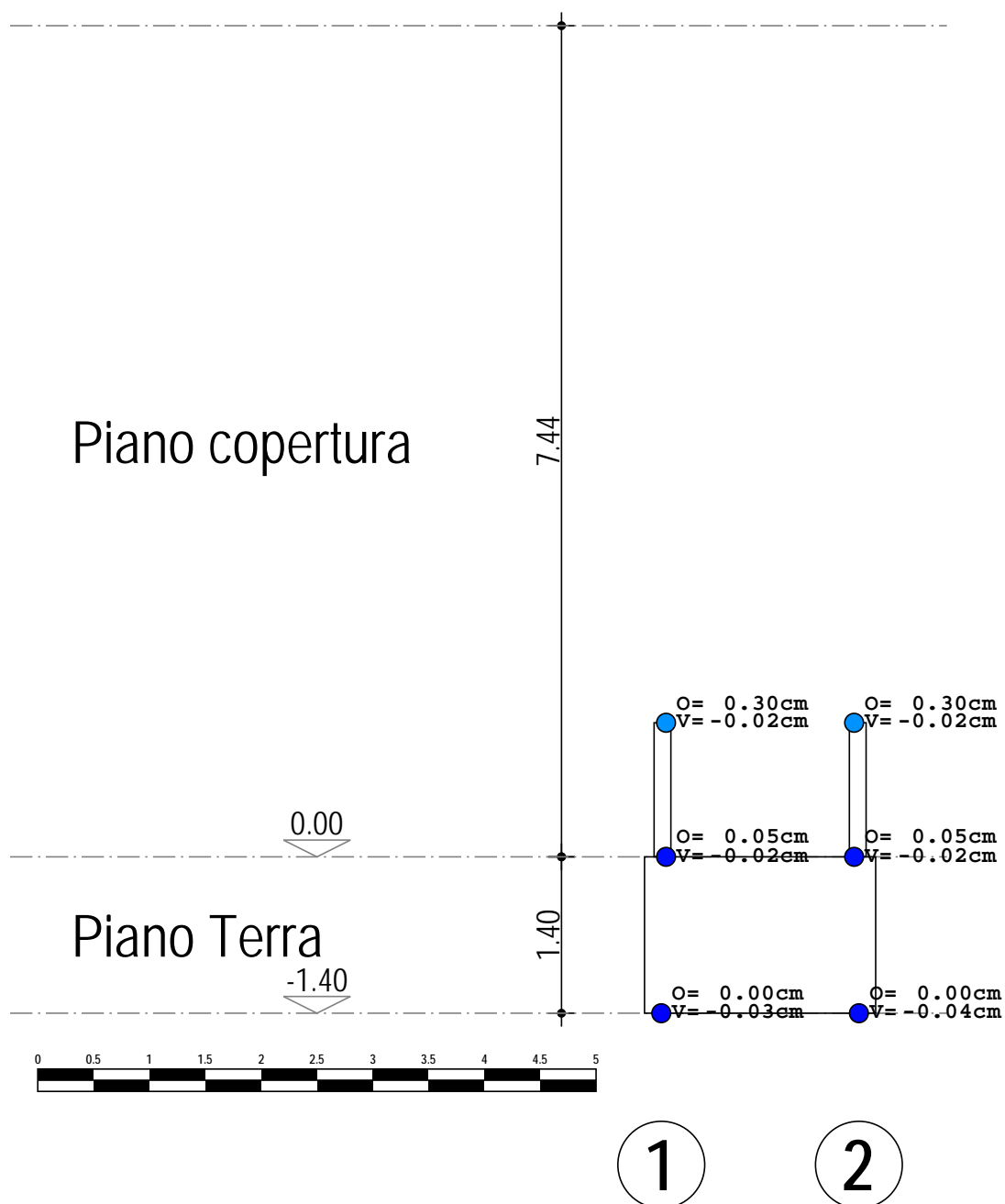
Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente 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.



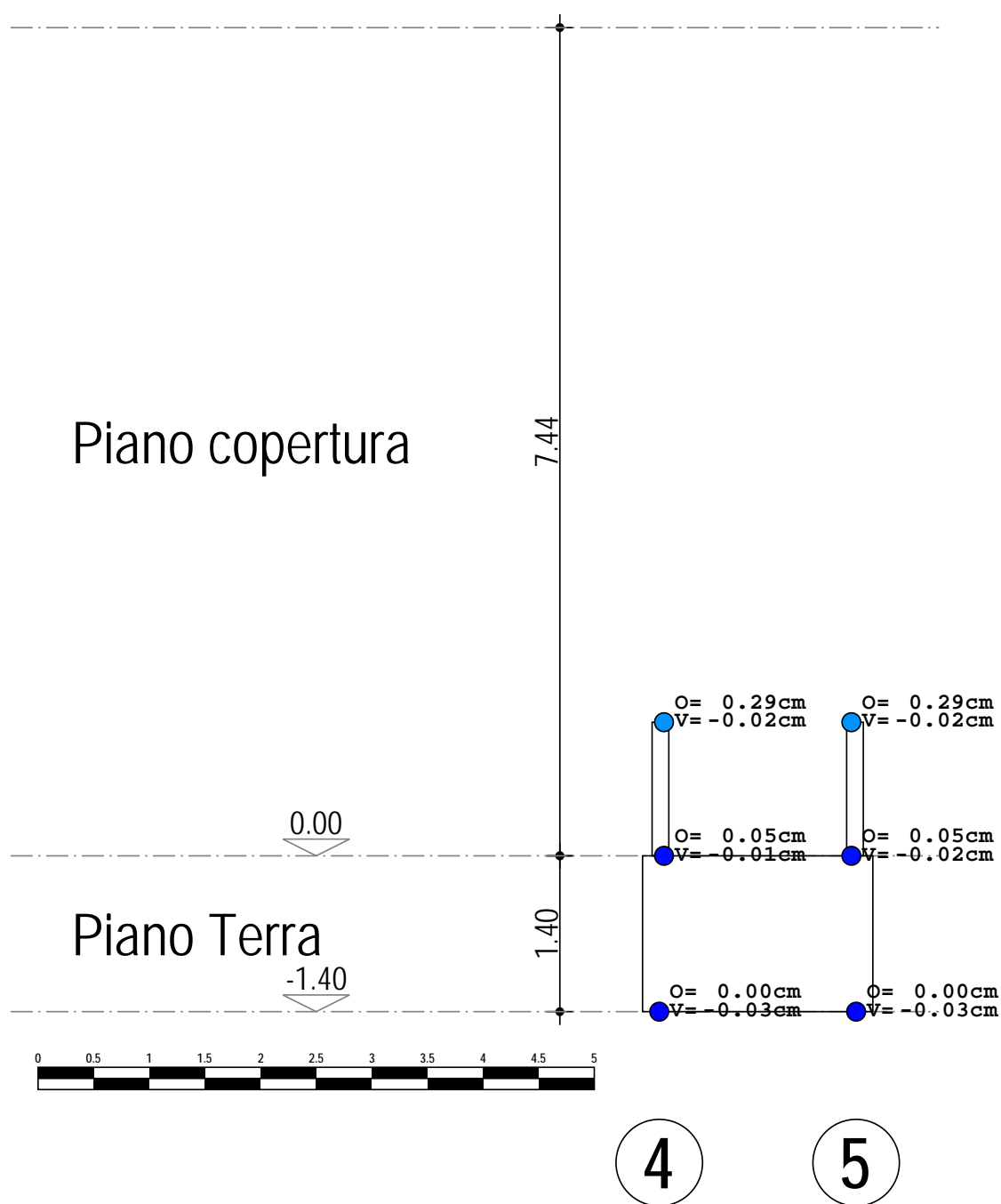
Telaio 1-2

SPOSTAMENTI NODALI



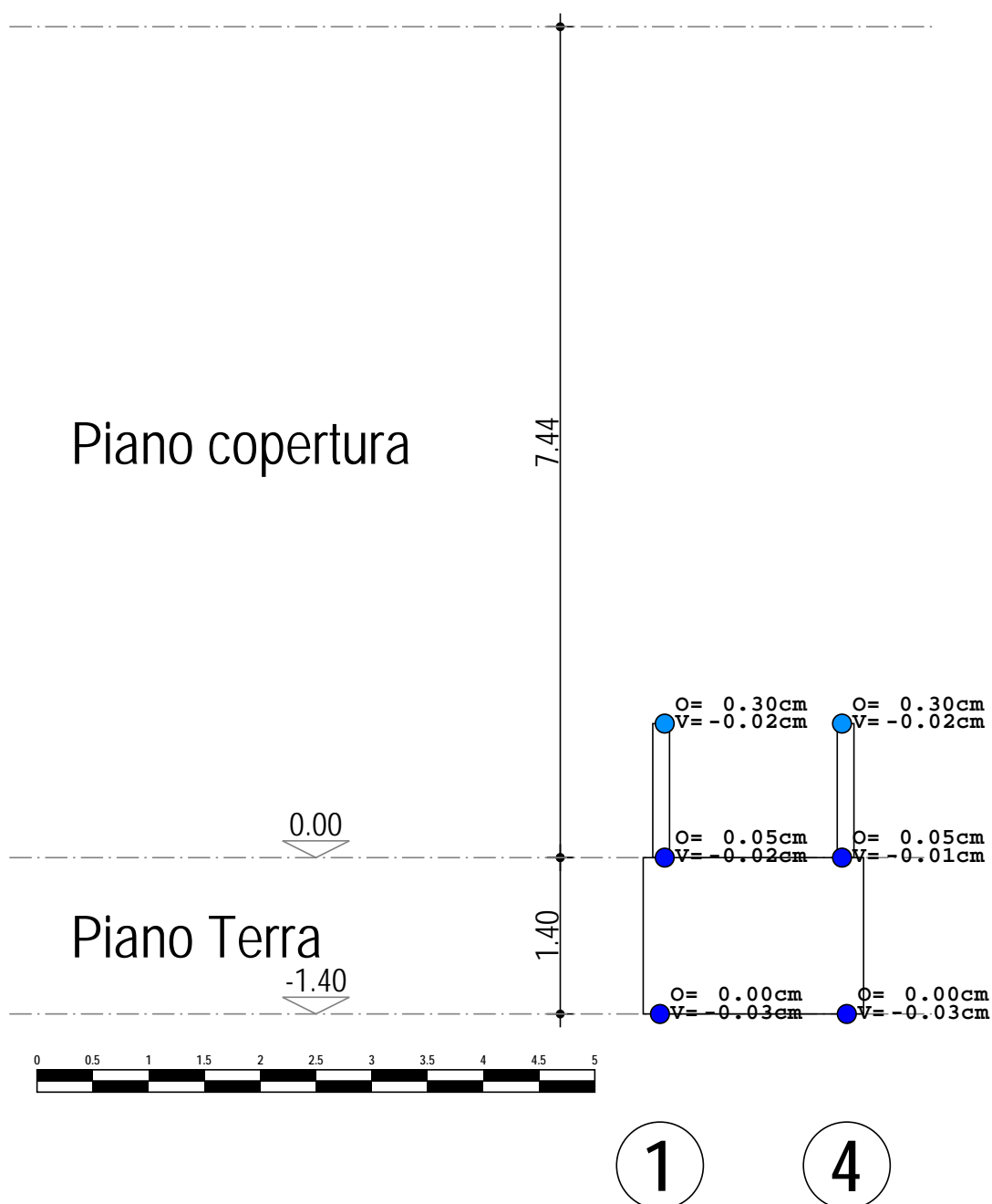
Telaio 4-5

SPOSTAMENTI NODALI



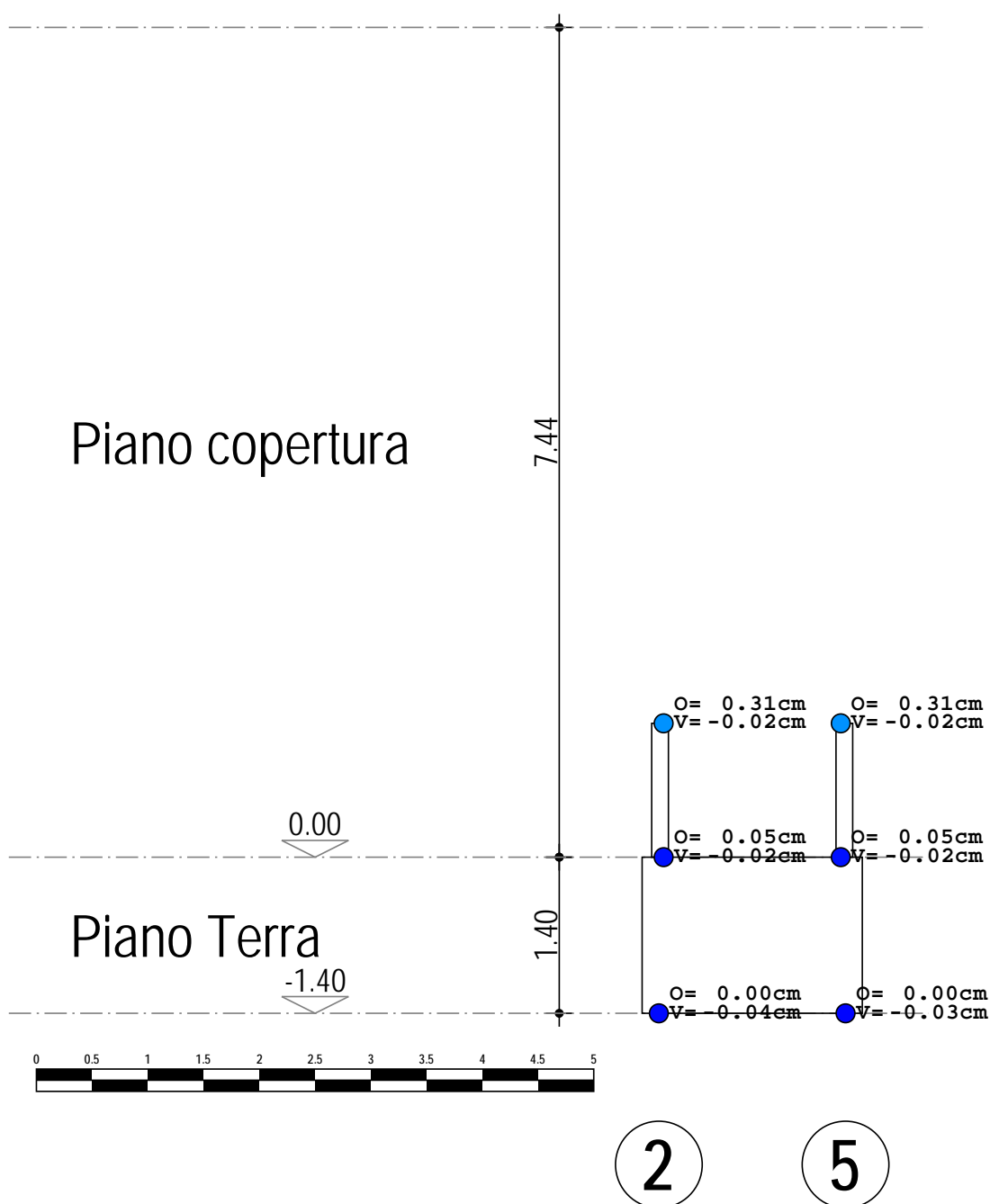
Telaio 1-4

SPOSTAMENTI NODALI



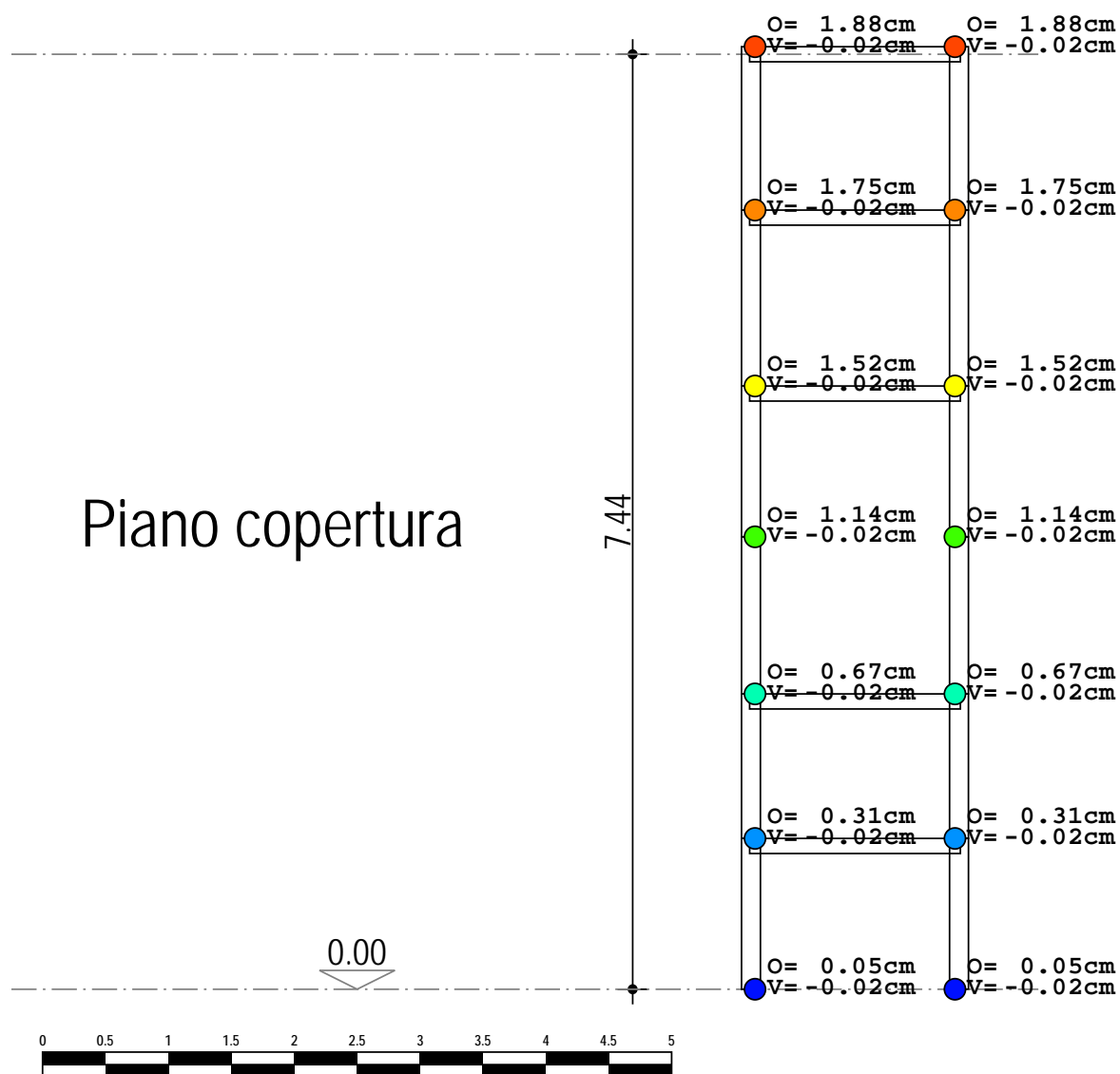
Telaio 2-5

SPOSTAMENTI NODALI



Telaio 2-5

SPOSTAMENTI NODALI

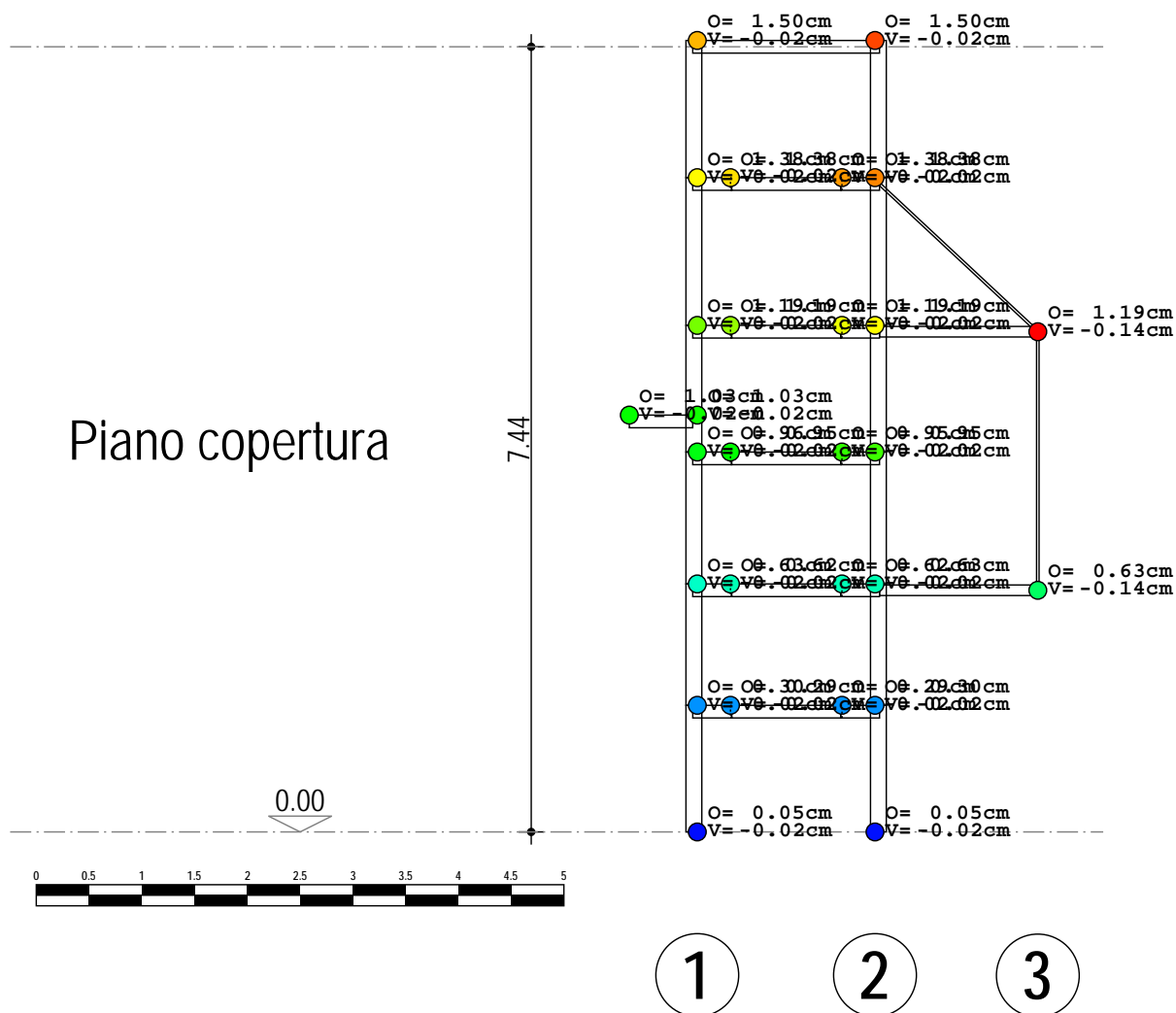


2

5

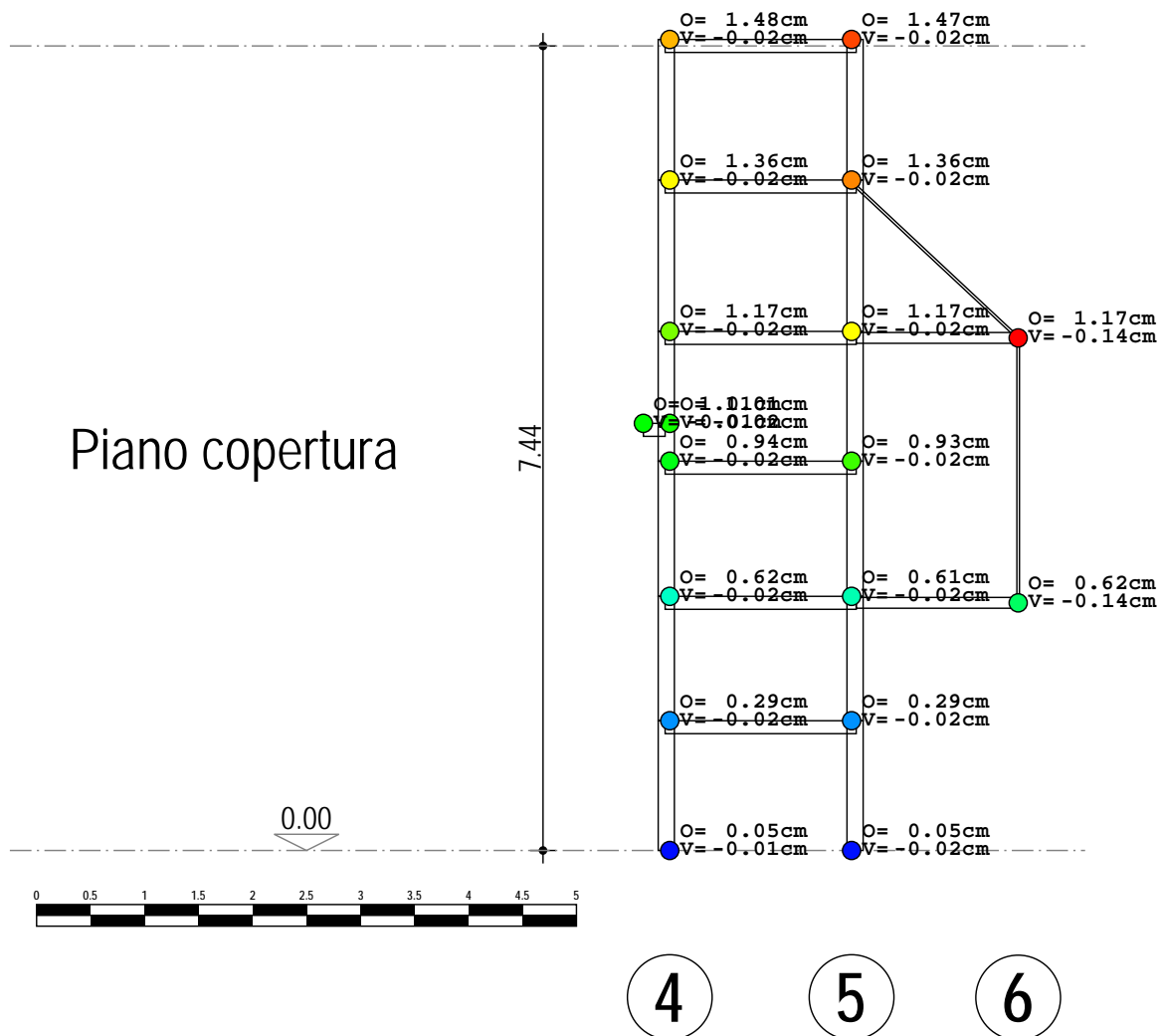
Telaio 1-2-3

SPOSTAMENTI NODALI



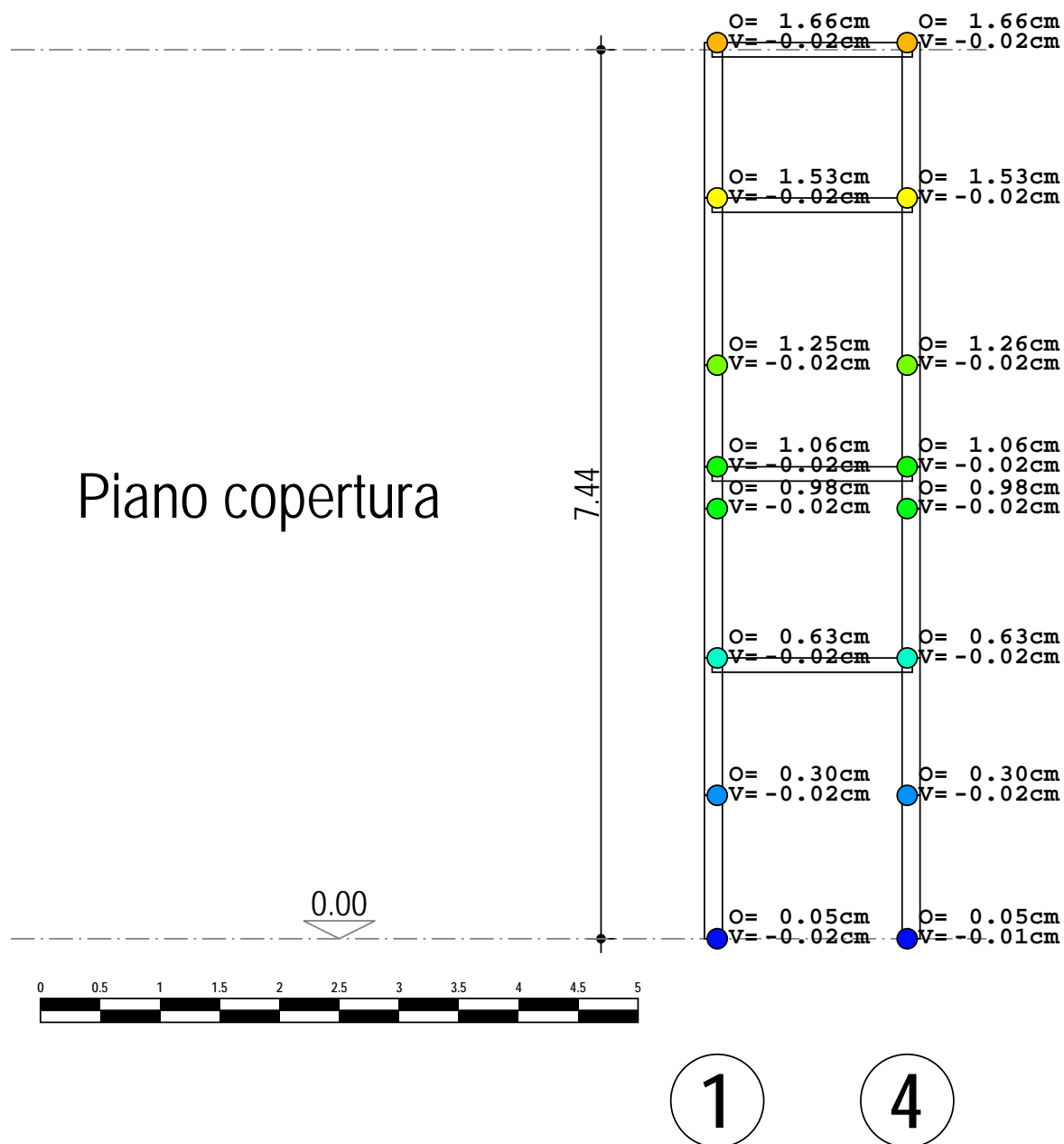
Telaio 4-5-6

SPOSTAMENTI NODALI



Telaio 1-4

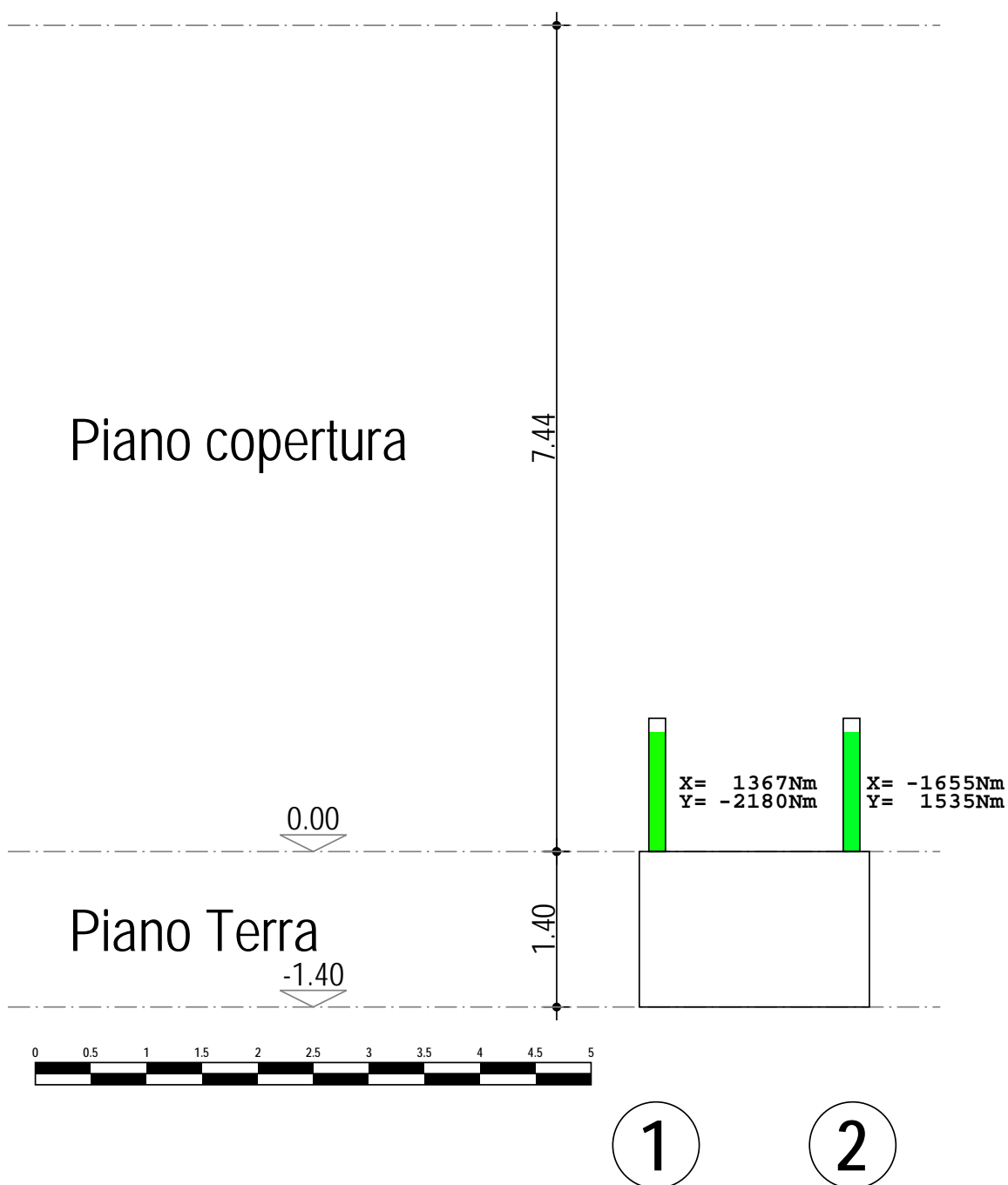
SPOSTAMENTI NODALI





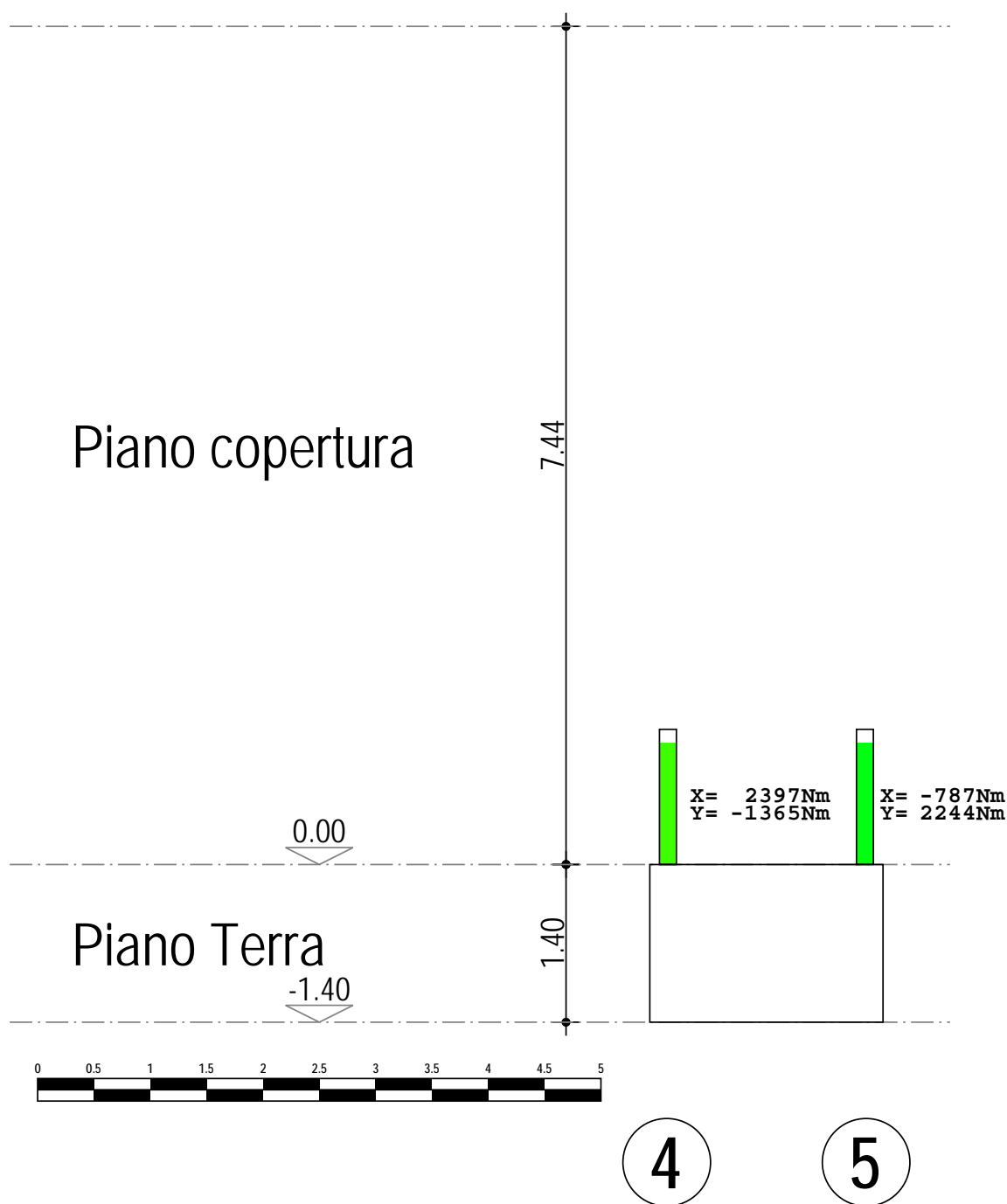
Telaio 1-2

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



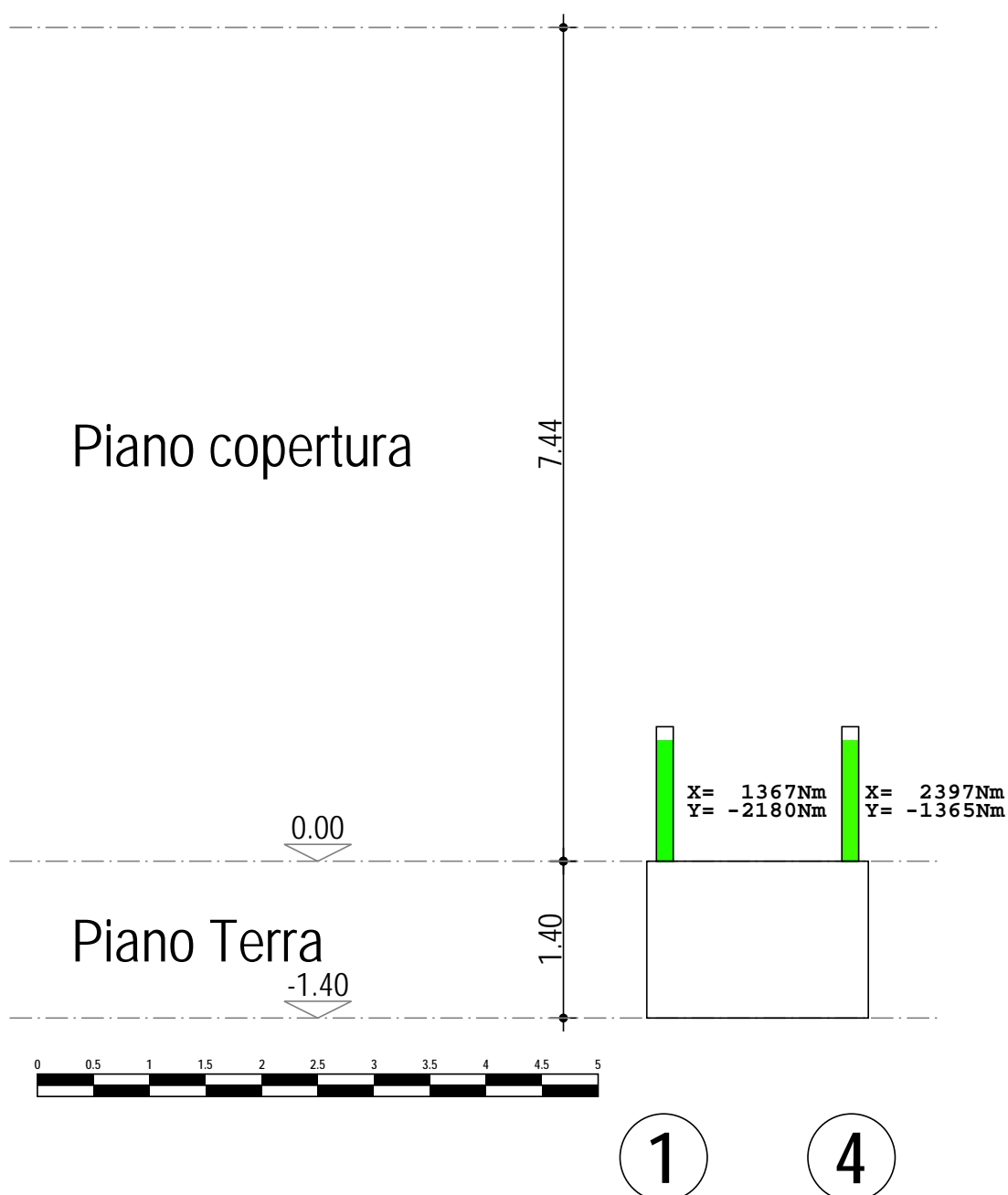
Telaio 4-5

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



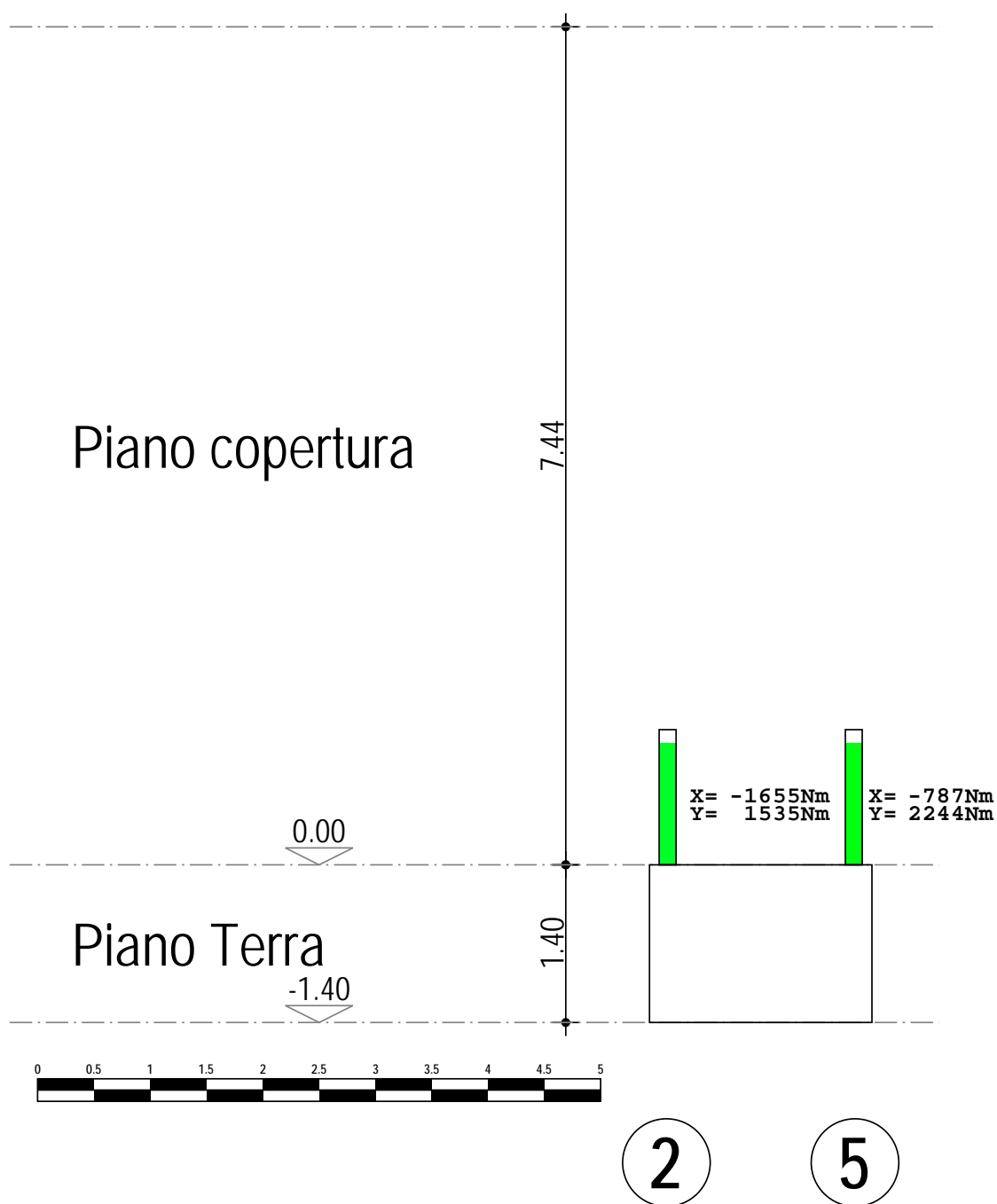
Telaio 1-4

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



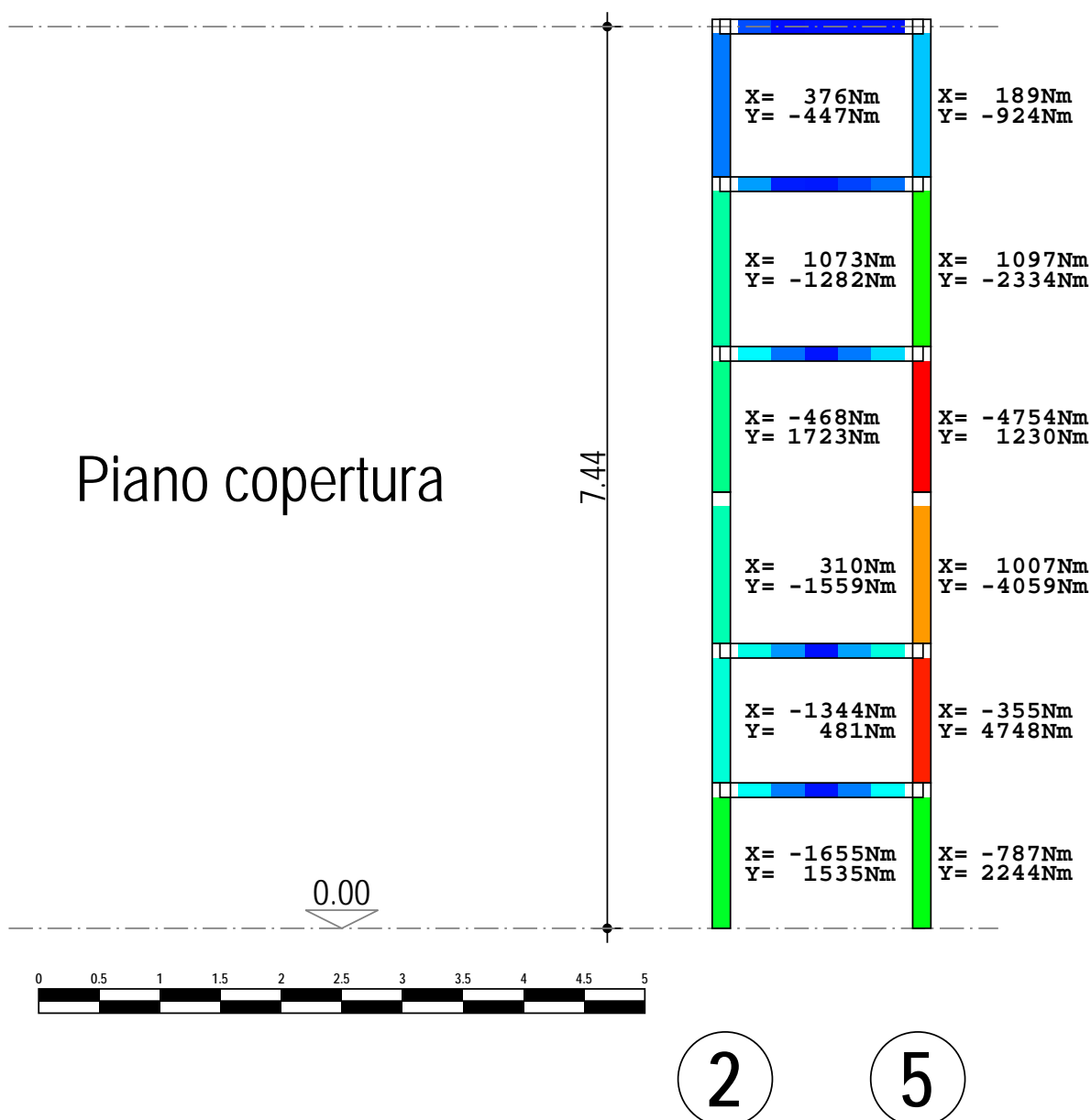
Telaio 2-5

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



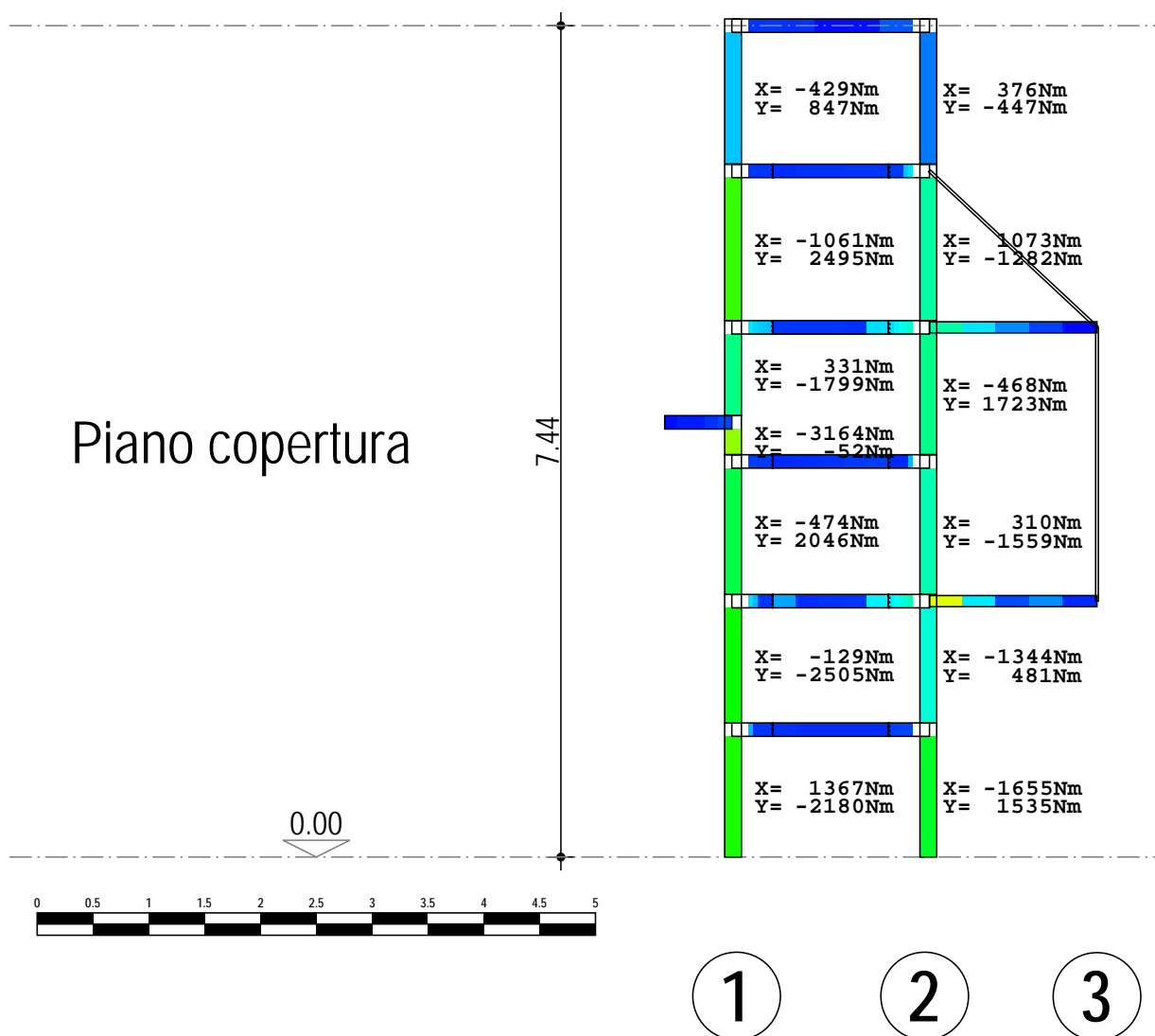
Telaio 2-5

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



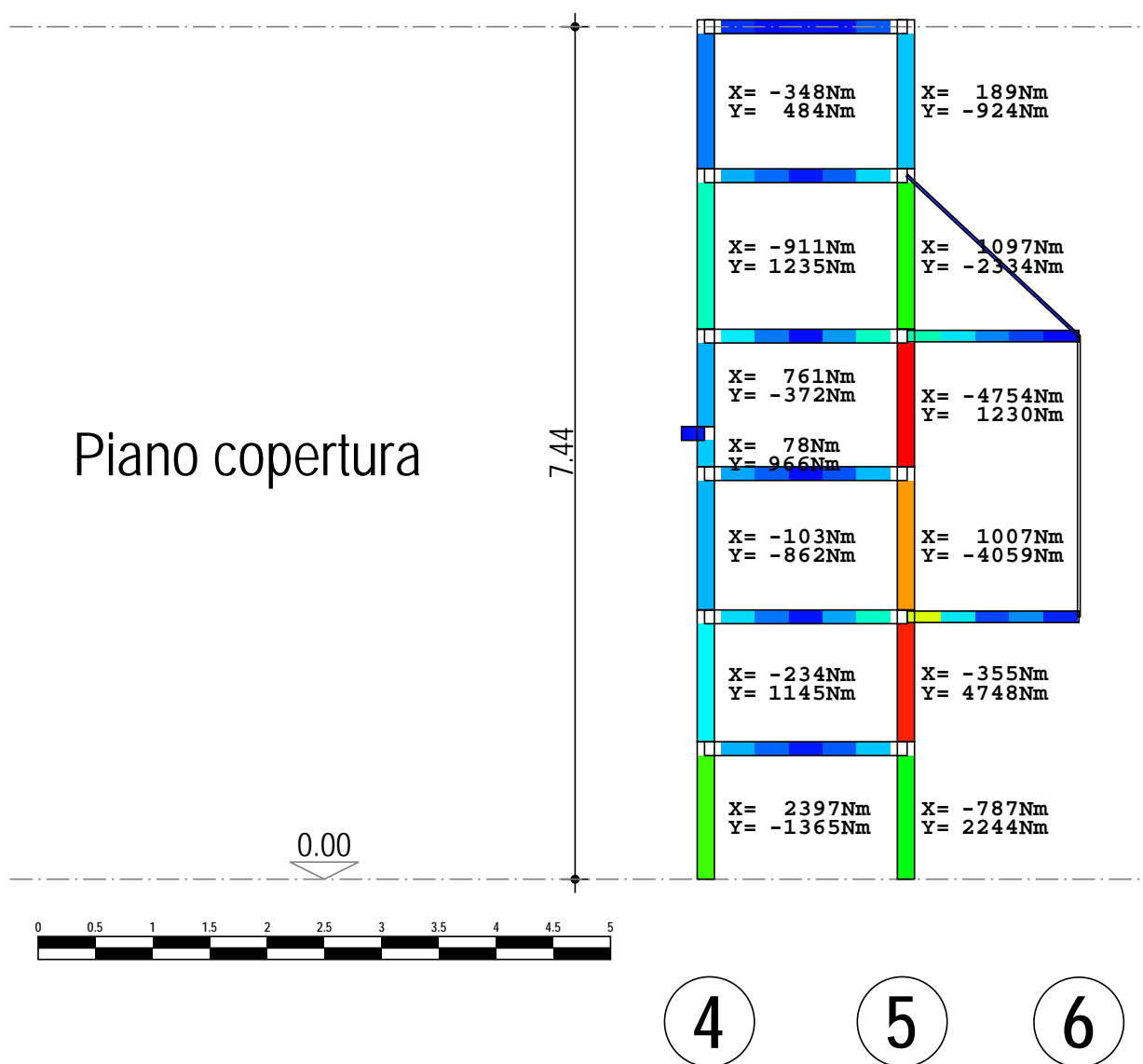
Telaio 1-2-3

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



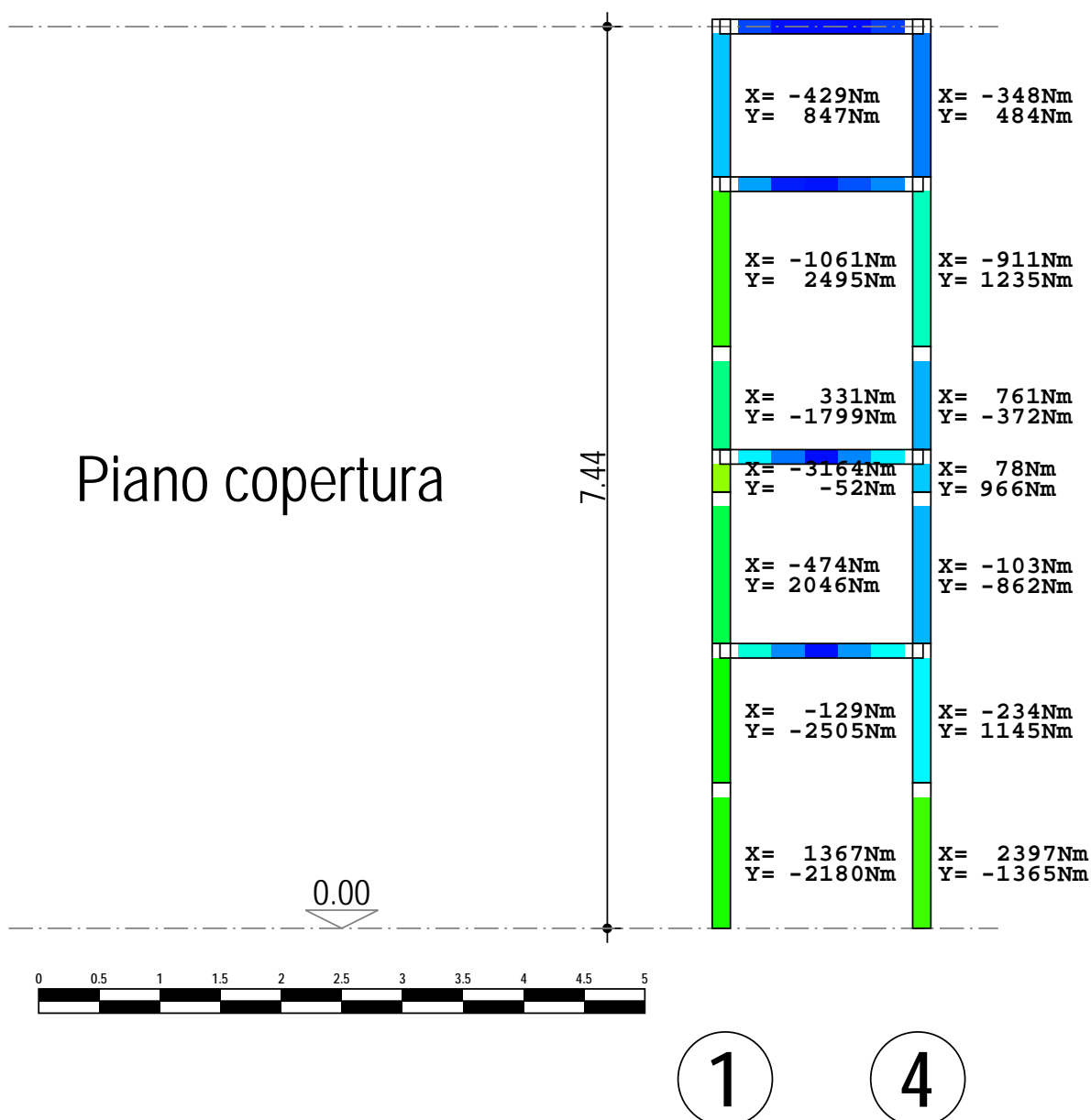
Telaio 4-5-6

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



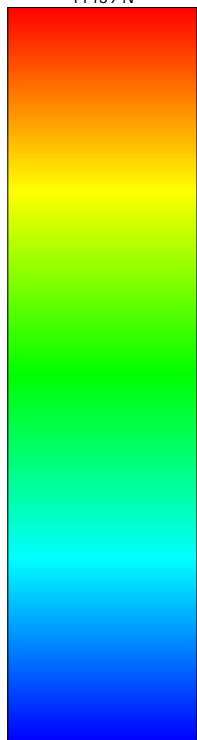
Telaio 1-4

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



SOLLECITAZIONI DI TAGLIO

11439 N



21 N

SCALA CROMATICA

Rappresentazione cromatica delle massime sollecitazioni di taglio di verifica allo SLU.

- TRAVI verificate a PFR: per le diverse sezioni di verifica viene riportata la massima sollecitazione in corrispondenza delle fibre superiori o inferiori.

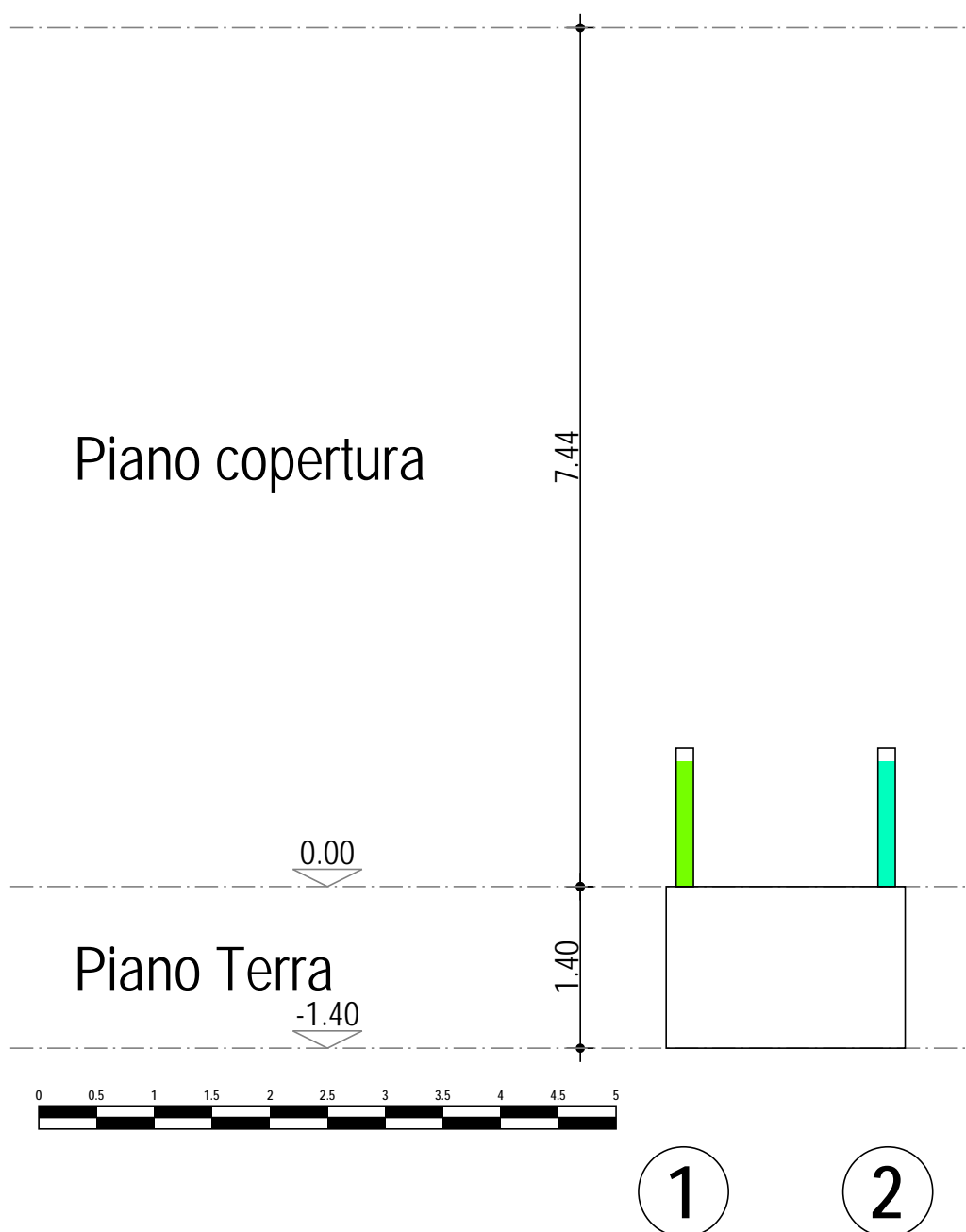
- TRAVI verificate a PFD e PILASTRI: viene riportato il taglio di verifica nella direzione con coefficiente di sicurezza minore.

La scala cromatica riporta il range di valori

da minimo 21 N (COLORE BLU) a massimo 11439 N (COLORE ROSSO).

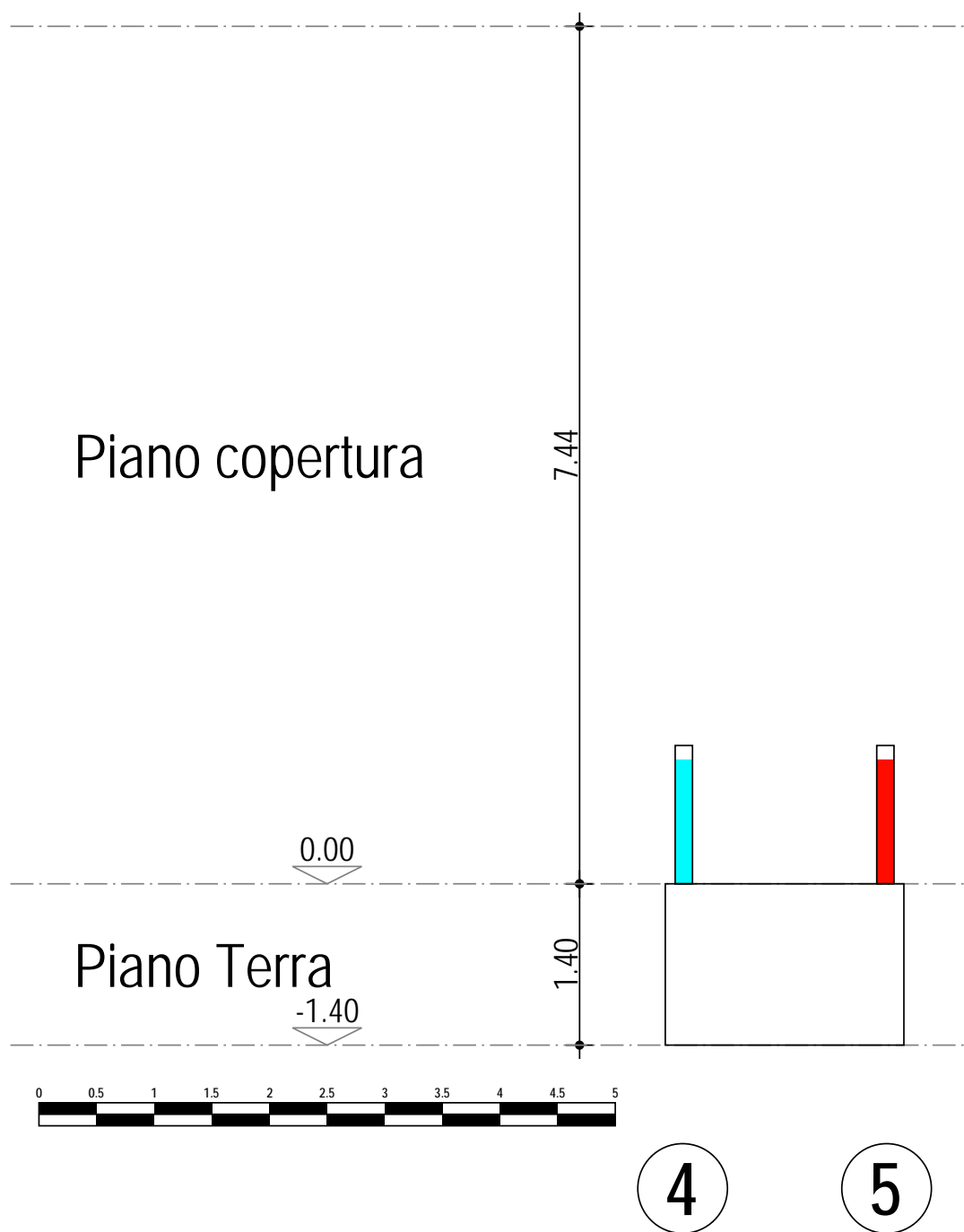
Telaio 1-2

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



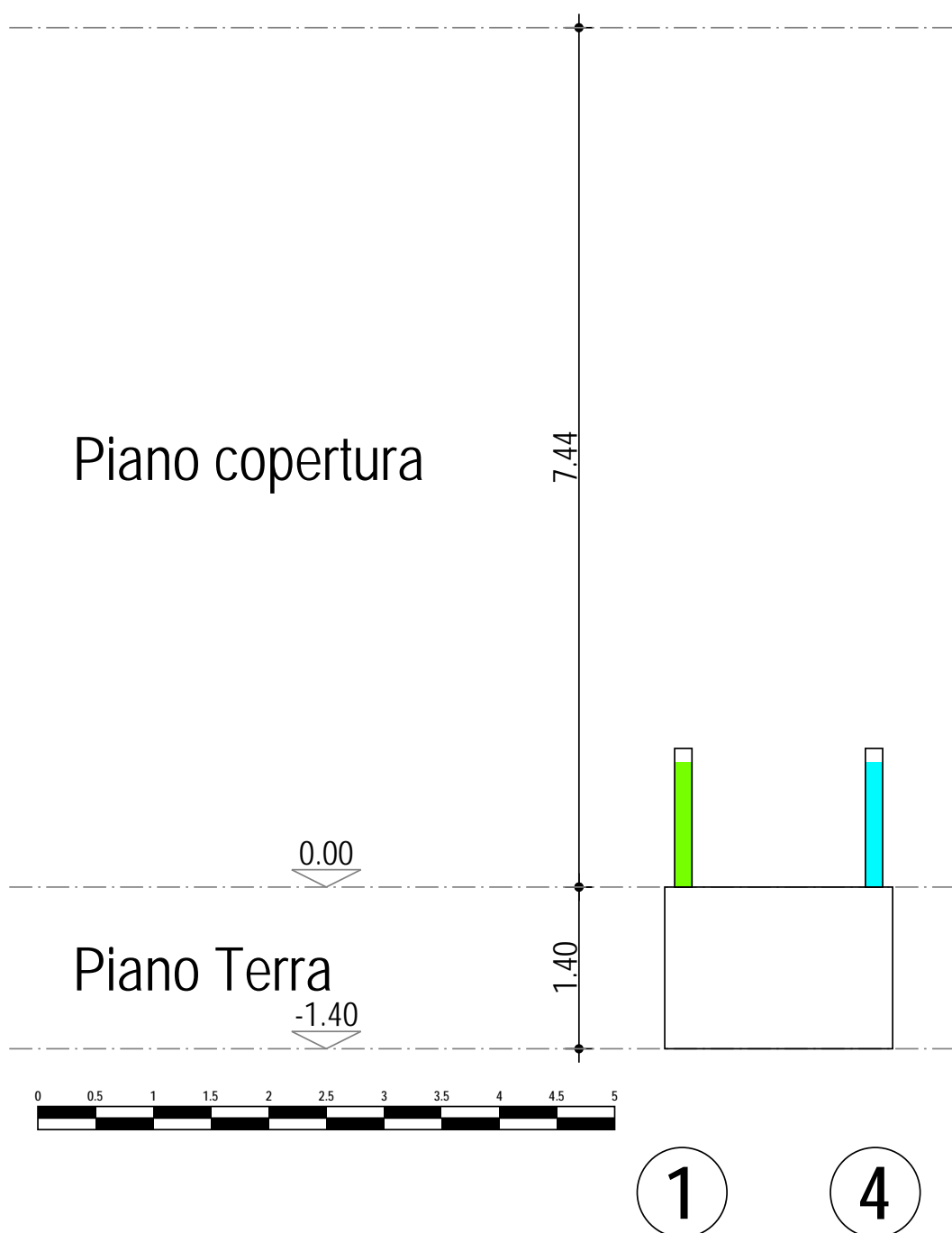
Telaio 4-5

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



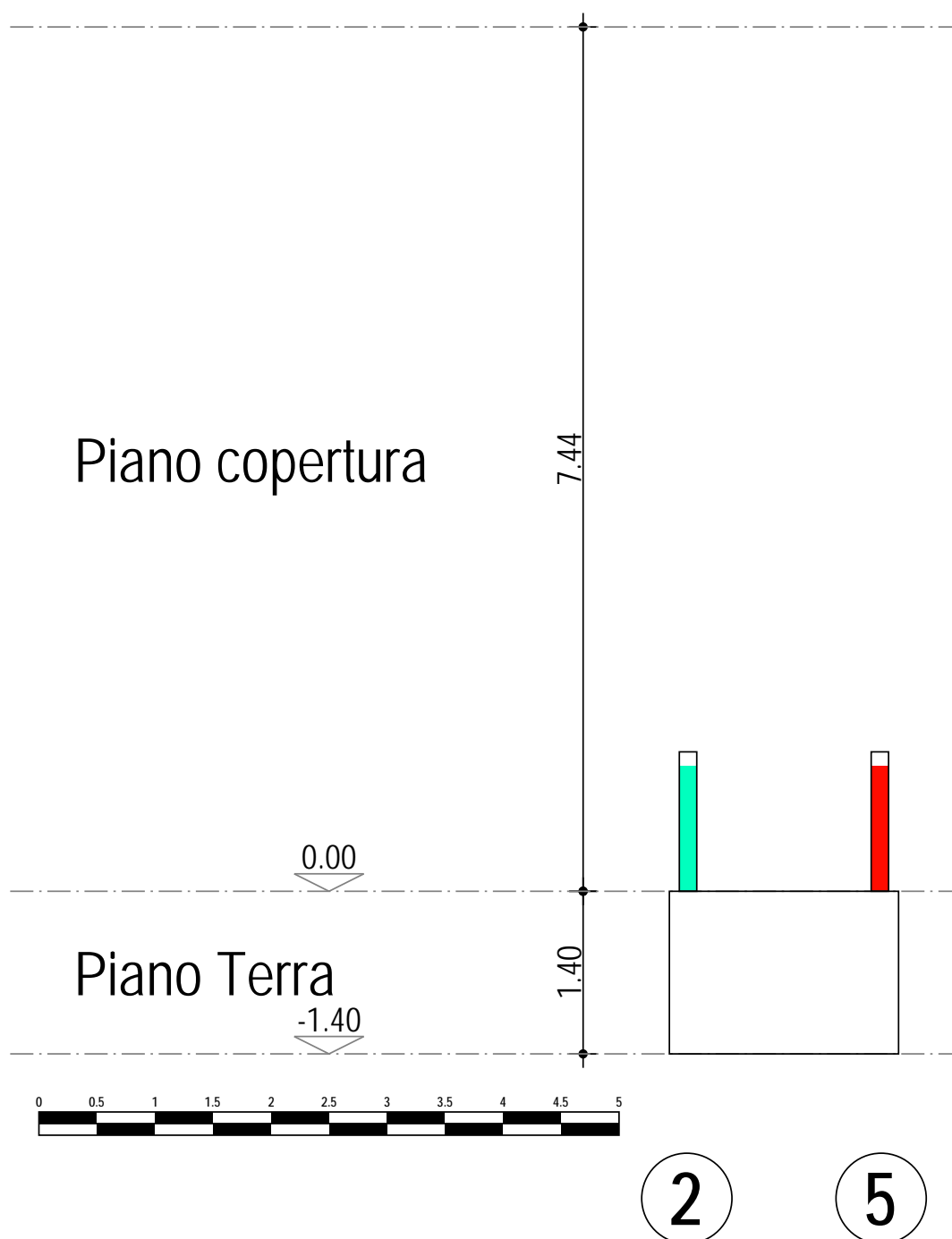
Telaio 1-4

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



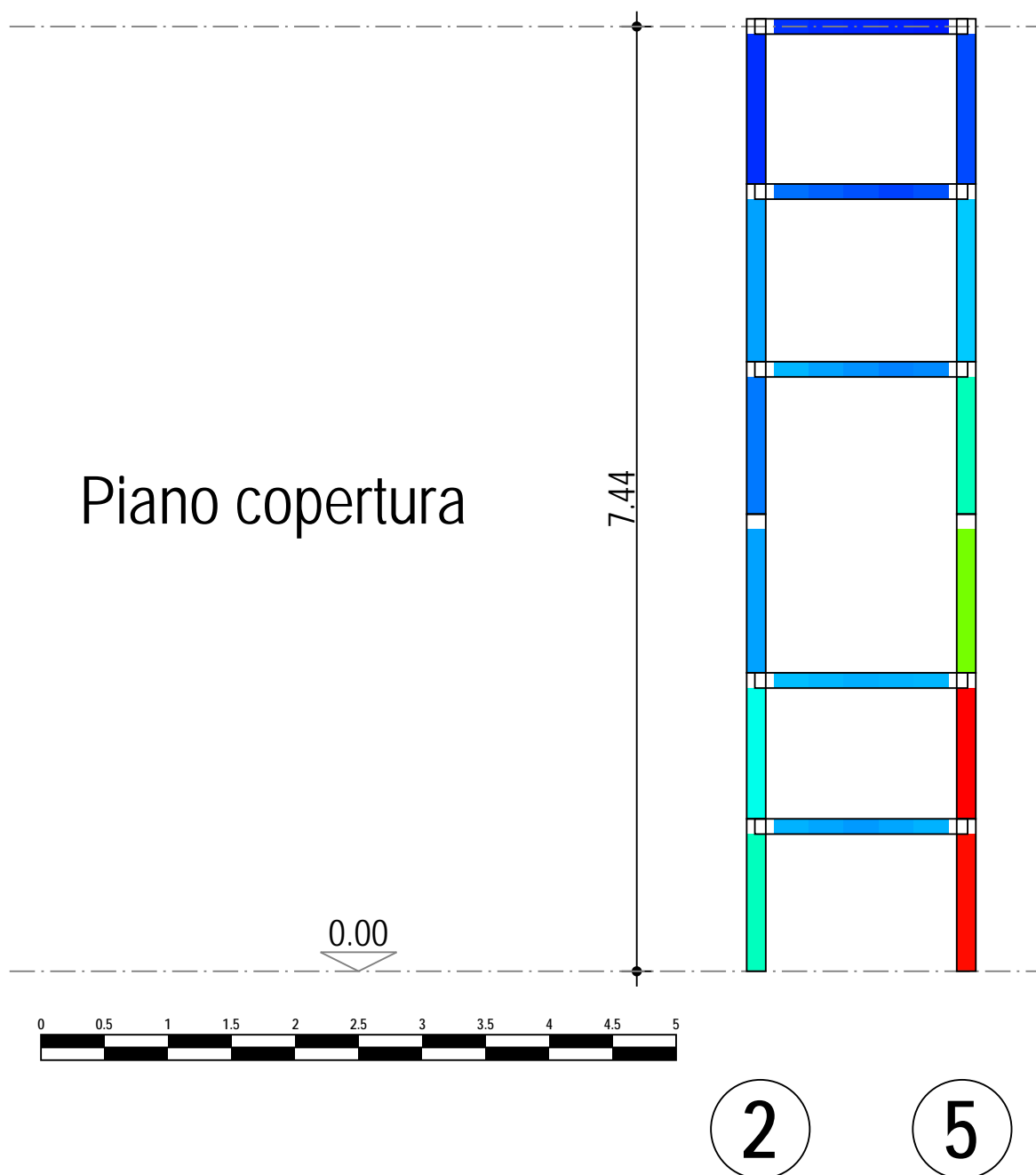
Telaio 2-5

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



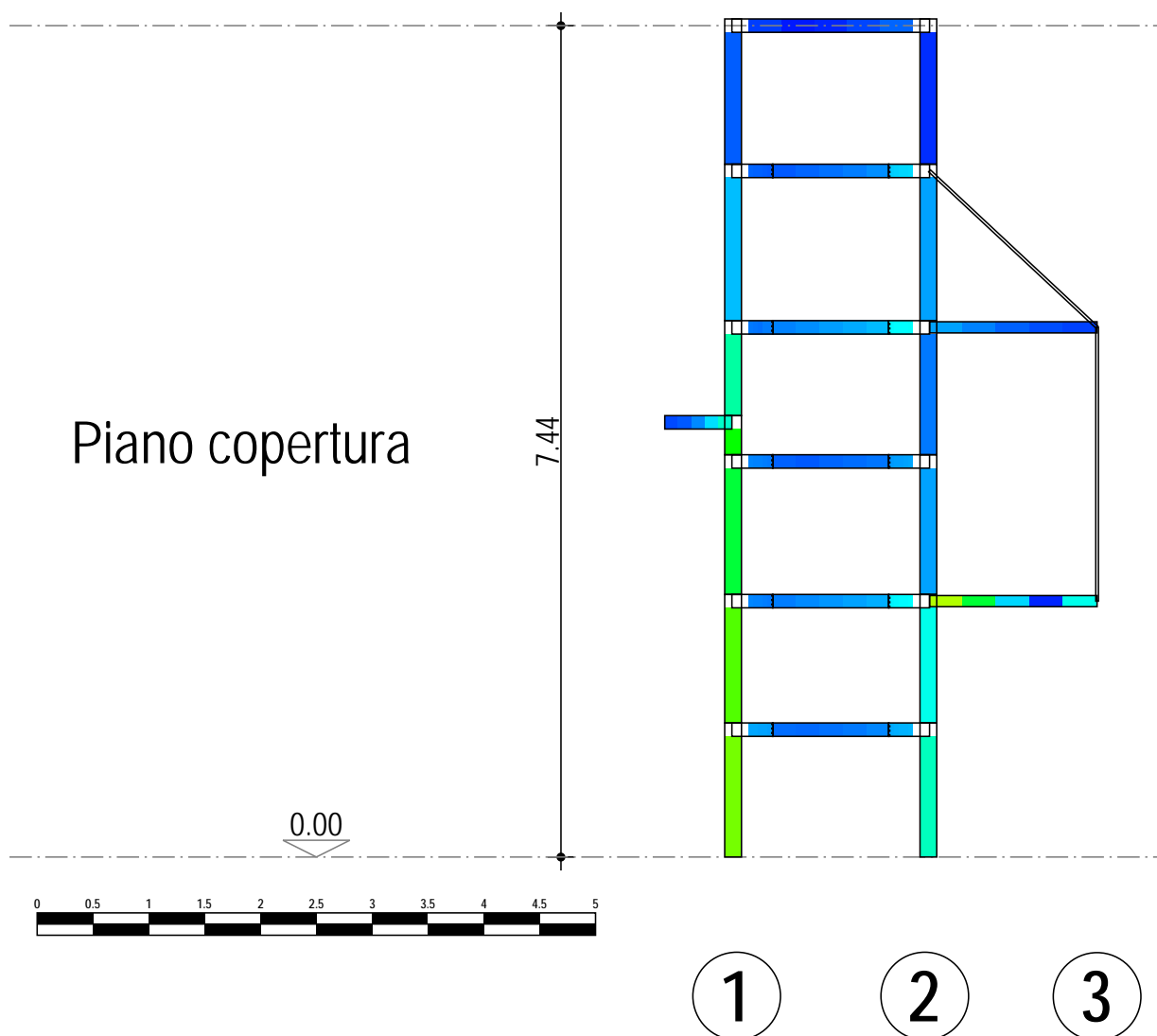
Telaio 2-5

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



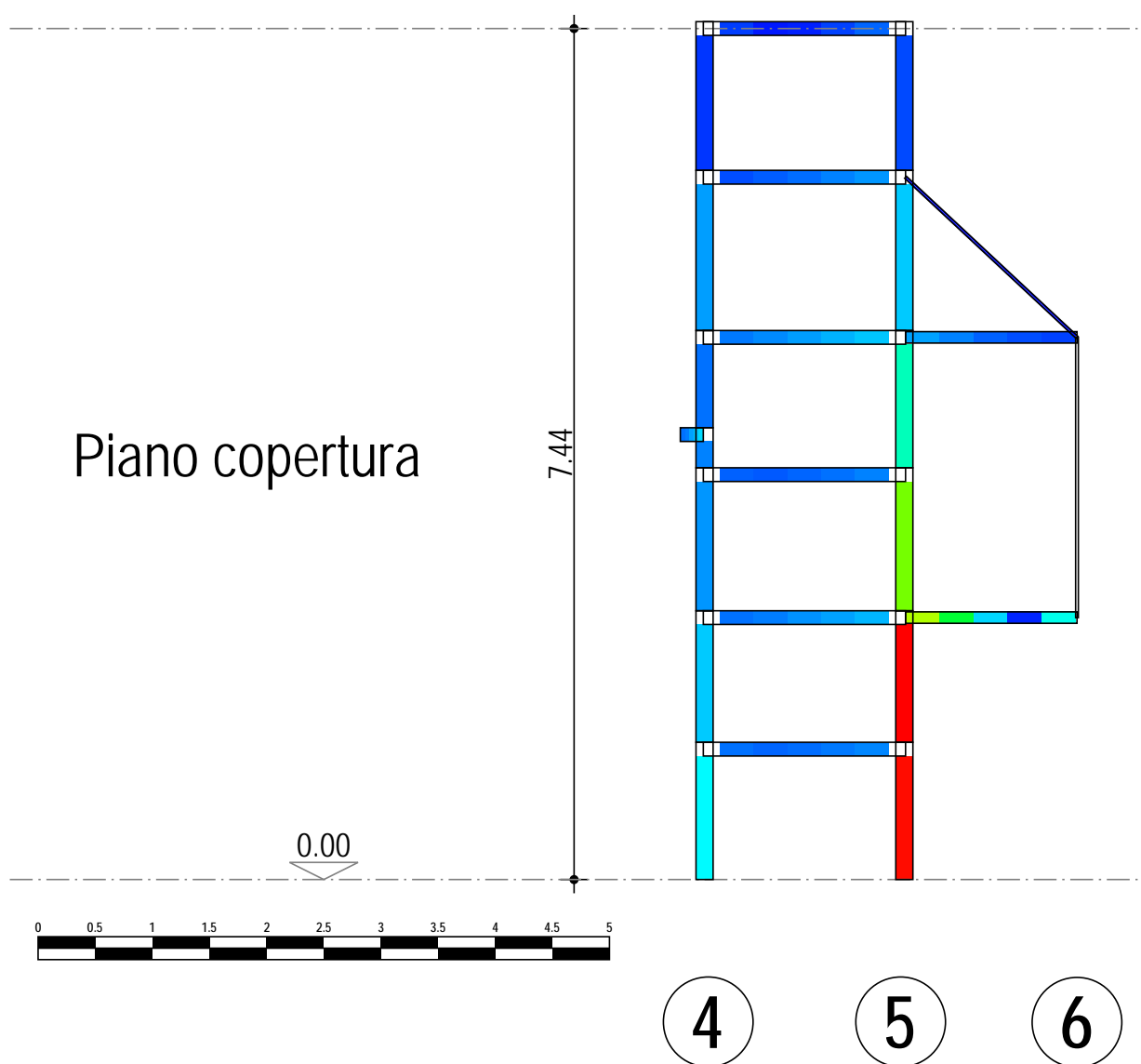
Telaio 1-2-3

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



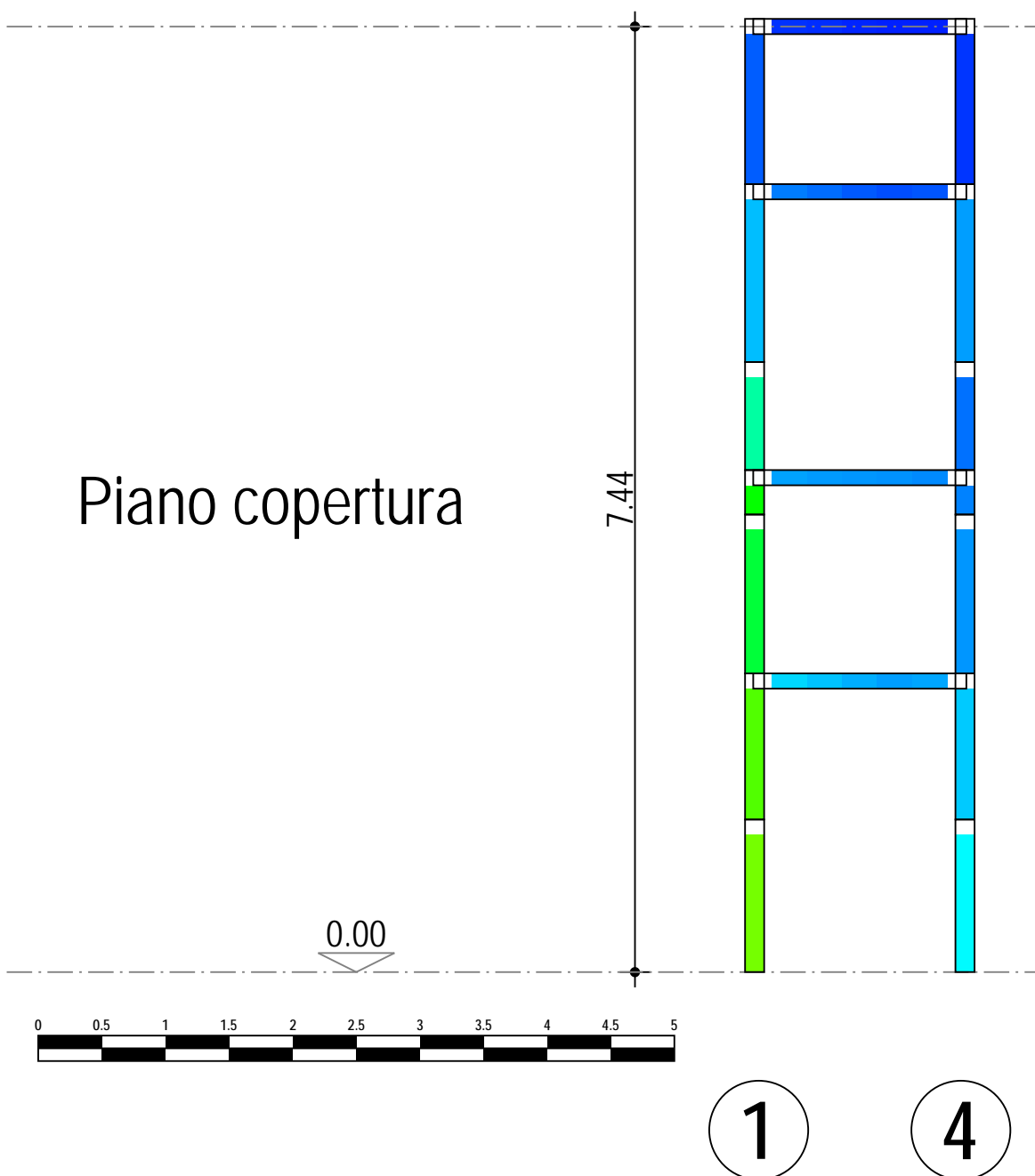
Telaio 4-5-6

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



Telaio 1-4

SOLLECITAZIONI DI TAGLIO





FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



17. CONCLUSIONI

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

Si rilascia per gli usi consentiti dalla legge.

Napoli, Settembre 2018

Il tecnico