

Unione Reno Galliera

Città Metropolitana di Bologna



Comune di San Pietro in Casale

Via G. Matteotti, 154 - 40018, San Pietro in Casale (BO)



PROGETTO DEFINITIVO ai sensi del D.Lgs. 50/2016

relativo al progetto PINQUA ID 264 – "L'Unione fa la città"

COMUNE DI SAN PIETRO IN CASALE

Nuove forme di residenzialità per anziani - un intervento complesso di innesco rigenerativo (Area 1:

Edificio sito in via Matteotti, 199; Area 2: Area PEEP di proprietà Comunale in via Marco Biagi)

CUP: J71B21000310001

Committente:

Unione Reno Galliera

Via Fariselli 4 - 40016 San Giorgio di Piano (BO)

Responsabile del Procedimento

Ing. ANTONIO PERITORE

Responsabile Servizio Urbanistica - Unione Reno Galliera

Gruppo di lavoro

Progettazione architettonica e urbana

arch.Laura Mazzei

via Polonia, 44 - 44123, Ferrara (FE)

mail. arch.lauramazzei@gmail.com

P.IVA 01864960388

arch.Carlo Santacroce

via Ferrararese, 24/2 - 40128, Bologna (BO)

mail. arch.carlo.santacroce@gmail.com

P.IVA 02623971203

arch.Maria Vittoria Mastella

Corso Piave, 12 - 44121, Ferrara (FE)

mail. mariavittoria.mastella@gmail.com

P.IVA 01860500386

Progettazione strutturale

EN7 srl Servizi di Ingegneria e Architettura

Via Bagni di Mario, 13- 40136, Bologna (BO)

mail. info@en7.it

P.IVA03195951201

Progettazione impiantistica

Professionisti srl

Via S.S. Trinità, 12 - 25032 CHIARI (BS)

mail. info@professionistisrl.eu

P.IVA/C.F. 03976850986

AREA DI INTERVENTO: 1

OGGETTO:

**Relazione sulle Strutture e
Geotecnica**

N. TAV.

01 0 S

DATA: novembre 2023

REDATTO: LBO

SCALA: -

APPROVATO: AB

REVISIONE: 0

VERIFICATO: LM



Relazione sulle strutture e geotecnica

1. Sommario

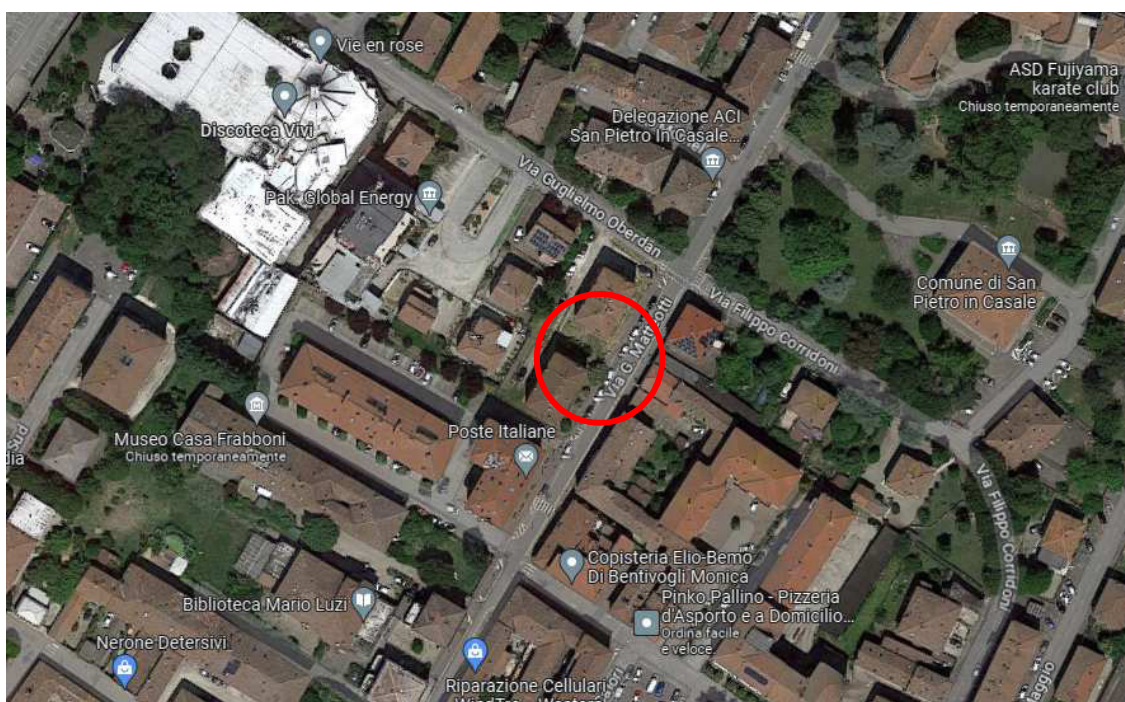
1. Premessa.....	2
1.1. Descrizione generale della struttura e degli interventi	2
1.2. Normativa Tecnica	3
1.3. Domanda Sismica	5
2. Progetto Architettonico	7
3. Relazione Di Calcolo Strutturale.....	7
3.1. Illustrazione Sintetica Degli Elementi Essenziali Del Progetto Strutturale.....	7
3.2. Descrizione Dei Materiali Di Impiego Strutturale	7
3.3. Criteri Di Progettazione E Modellazione	10
3.4. Azioni Progetto	12
3.5. Metodo Di Analisi	14
3.6. Criteri Di Verifica Agli Stati Limite Indagati.....	14
3.7. Principali Risultati	15
3.8. Caratteristiche Di Affidabilità Del Codice Di Calcolo	17
3.9. Riferimenti Alle Strutture Di Fondazione	17
3.10. Classificazione Dell'intervento	17
4. Verifiche Allo Stato Limite Ultimo E Di Esercizio.....	18
4.1. Verifiche Dei Pilastri	18
4.2. Verifiche Sulle Travi	22
4.3. Verifiche Dei Setti.....	26
4.4. Verifiche Solaio D'interpiano	30
4.5. Verifiche Delle Fondazioni E Del Terreno	33

Area 1

RELAZIONE SULLE STRUTTURE E GEOTECNICA

1. Premessa

La presente relazione tecnica è redatta in merito agli interventi strutturali volti alla demolizione e successiva ricostruzione dell'organismo edilizio situato in Via Matteotti nel Comune di San Pietro in Casale (BO). L'intervento prevede la demolizione di un fabbricato esistente e la successiva costruzione di un nuovo edificio da destinare a residenza per anziani.



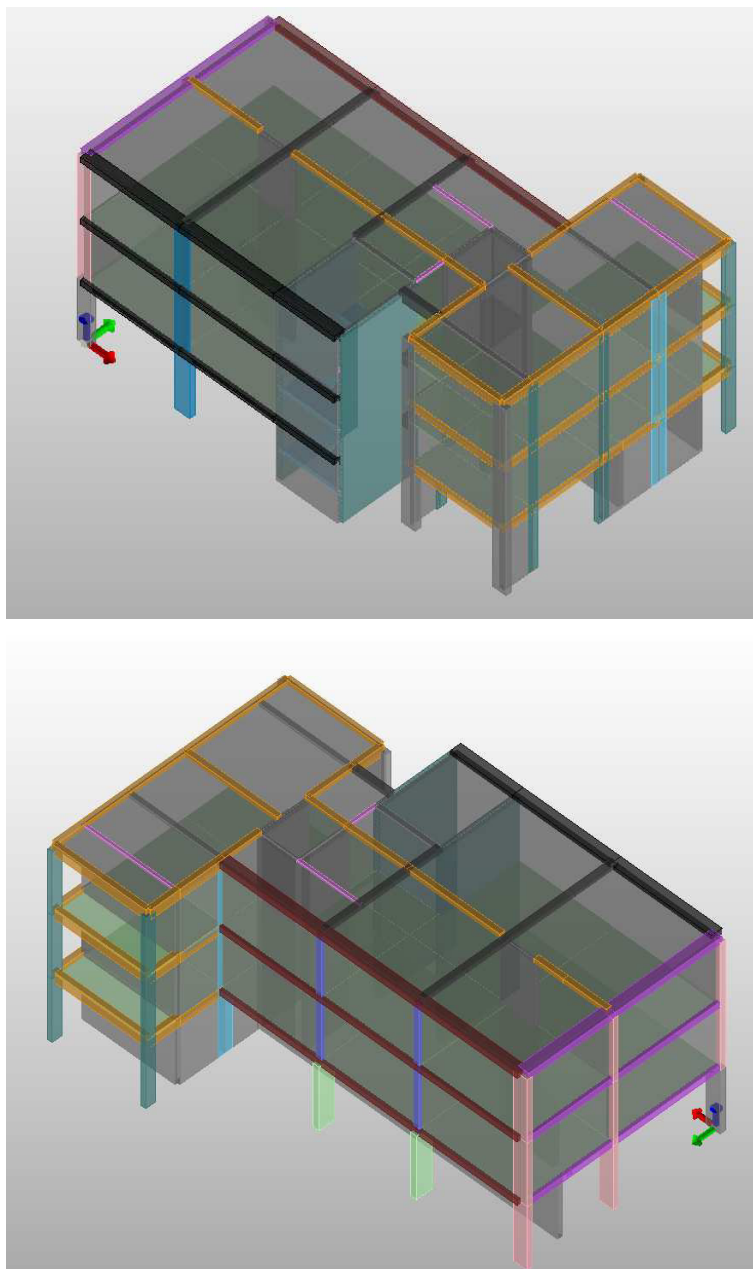
Vista su larga scala

1.1. Descrizione generale della struttura e degli interventi

Il progetto di demolizione e ricostruzione prevede la realizzazione di un nuovo fabbricato a destinazione d'uso residenziale. Le sue dimensioni in pianta sono inscrivibili in un rettangolo di circa 15 m x 21 m.

La struttura portante principale sarà realizzata in conglomerato cementizio armato, costituita da pilastri e setti mentre le membrature orizzontali saranno realizzate con travi ribassate e ad "L". I solai d'interpiano e di copertura saranno realizzati in laterocemento. L'impianto fondale sarà costituito da una platea nervata. I tamponamenti verranno realizzati in laterizio e le tramezzature in cartongesso.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Viste assometriche del modello strutturale del fabbricato

Le verifiche vengono svolte per gli stati limite ultimi e di esercizio in ottemperanza a quanto richiesto dalla Normativa Tecnica vigente, DM 17 Gennaio 2018.

1.2. Normativa Tecnica

Nella Redazione del Progetto strutturale si è fatto riferimento alle seguenti normative e prescrizioni:

- **Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971.** “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.

Relazione sulle strutture e geotecnica

- **Legge n. 64 del 2 febbraio 1974.** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- **D.M. del 3 marzo 1975.** “Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- **D.M. del 3 marzo 1975.** “Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- **Bollettino Ufficiale del C.N.R., anno XIV, pt. IV, n. 74, pp. 5-314, 10.03.1980.**
- **D.M. del 3.10.1978.** “Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- **D.M. 20.11.1987.** “Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”
- **D.M. 11.03.1988.** “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- **Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988 n.30483 - Istruzioni per l'applicazione del D.M. del 11/03/1988”**
- **D.M. del 27.07.1985.** “Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- **Istruzioni per la valutazione delle: Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)**
- **DM del 4.05.1990.** - “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali”.
- **D.M. del 9.01.1996.** “Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- **D.M. del 16.01.1996.** “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»”.
- **D.M del 16.01.1996.** “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- **Circ. Min. LL.PP. 04.07.1996 n.156.** – “Istruzioni per l'applicazione del D.M. del 16.01.1996”
- **Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n.252.** – “Istruzioni per l'applicazione del D.M. del 09.01.1996”
- **Circ. Min. LL.PP. 10.04.1997 n.97.** - “Istruzioni per l'applicazione del D.M. del 16.01.1996”
- **Circ. Min. LL.PP. 10.04.1997 n.65.** - “Istruzioni per l'applicazione del D.M. del 16.01.1996 – Costruzioni in zone sismiche”
- **O.P.C.M. n. 3274 23.03.2003.** “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- **O.P.C.M. n. 3316.** “Modifiche ed integrazioni all' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003”
- **D.M. del 14.09.2005.** “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC2005)
- **UNI EN 1992-1-1:2005.** “Eurocodice 2 – Progettazione Strutture in Calcestruzzo. Parte 1-1: Regole Generali” (EC2)
- **UNI EN 206-1:2006** “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”

Relazione sulle strutture e geotecnica

- **CNR DT 206/2007** “Istruzioni per la progettazione la revisione ed il controllo delle strutture di legno”
- **D.M. del 14.01.2008.** “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC2008)
- **Circ. Cons. Sup. LL.PP. 02.02.2009 n.617.** - “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”
- **L.R. Emilia Romagna n. 19 del 30.10.2008** “Norme per la riduzione del rischio sismico”
- **Ord. Progr. Emilia Romagna n. 1071/2010** Approvazione dell’Atto di Indirizzo recante “Individuazione dei contenuti cogenti del progetto esecutivo riguardante le strutture ai sensi dell’articolo 12, comma 1, della L.R. 19 del 2008”.
- **DPCM del 09.02.2011** “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008”.
- **D. G. R. Emilia Romagna n. 1373/2011** Atto di indirizzo recante l’individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione della modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell’articolo 12, comma 1 e dell’articolo 4 comma 1, della L.R. n. 19 del 2008.
- **D. G. R. Emilia Romagna n. 2272/2016** Atto di indirizzo recante l’individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d’opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell’articolo 9, comma 4 della L.R. n. 19 del 2008
- **D.M. del 17.01.2018.** “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (NTC2018)
- **CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** - “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”
- **D. G. R. Emilia Romagna n. 1814/2020** atto di indirizzo recante l’individuazione degli interventi strutturali in zone sismiche, di cui all’articolo 94-bis del decreto del presidente della repubblica 6 giugno 2001, n. 380, in adeguamento alle linee guida approvate con il decreto del ministero delle infrastrutture e dei trasporti 30 aprile 2020

1.3. Domanda Sismica

L’analisi strutturale viene condotta in conformità a quanto richiamato dal capitolo 3.2 delle NTC e fa riferimento a edifici aventi la seguente vita nominale di progetto, classe d’uso e periodo di riferimento:

Vita nominale della costruzione:	$V_N \geq 50$ anni
Classe d’uso della costruzione:	II
Coefficiente d’uso	$C_U = 1.0$
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni

Relazione sulle strutture e geotecnica

Il sito in esame è identificato dalle seguenti coordinate espresse in WGS 84:

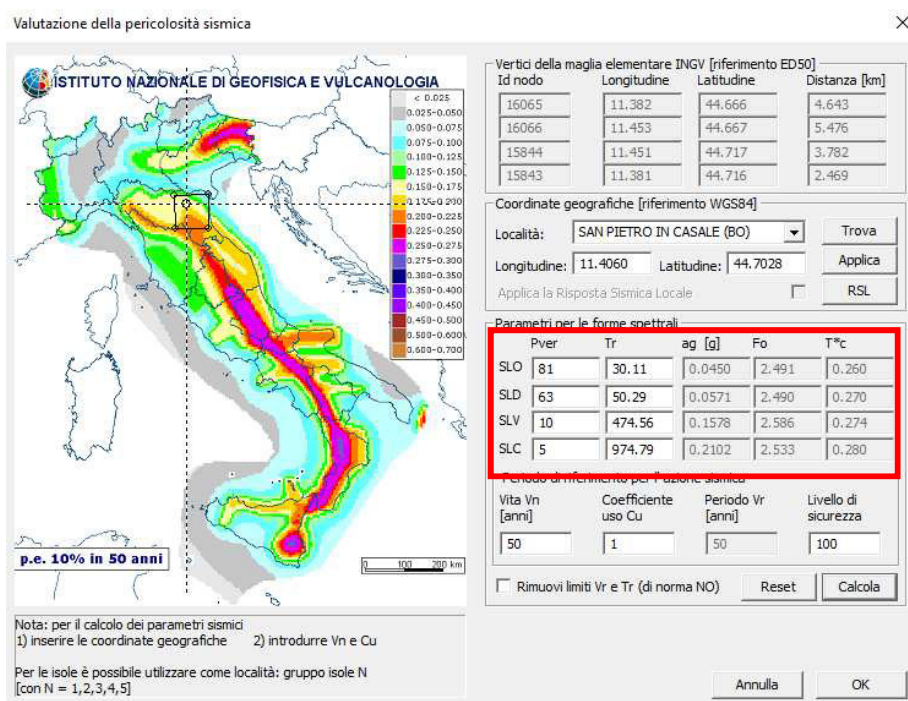
Latitudine:	44,7028° N
Longitudine	11,4060° E

In merito alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche sono utilizzati i seguenti valori, compatibilmente a quanto riportato nella Relazione Geologica in allegato a cura del Geol. Samuel Sangiorgi:

Categoria di sottosuolo:	C
Categoria topografica	T1
Coefficiente di amplificazione topografica	ST = 1.0

I dati relativi alle caratteristiche spettrali in caso di sisma di progetto al 100% della PGA, per il sito in esame, sono i seguenti:

Spettro di risposta:	Stato limite ultimo - SLV
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento:	10 %
Tempo di ritorno del sisma:	475 anni
a_g :	0.158 g
F_0 :	2.588
T^*_c :	0.274



Riassunto delle caratteristiche per la determinazione dello spettro di risposta

2. Progetto Architettonico

Il presente progetto strutturale è redatto in conformità al progetto architettonico. Per maggiore dettaglio si vedano gli elaborati grafici allegati.

3. Relazione Di Calcolo Strutturale

3.1. Illustrazione Sintetica Degli Elementi Essenziali Del Progetto Strutturale

L'Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale è richiesta dal DGR Emilia Romagna 1373/2011, e descrive le modalità con le quali il Progettista delle Strutture ha elaborato il presente progetto strutturale, riportando la sintesi delle scelte progettuali fondamentali, delle elaborazioni e dei risultati delle verifiche, poi esplicitati nel corpo della Relazione.

3.2. Descrizione Dei Materiali Di Impiego Strutturale

Materiali di nuova costruzione

Nella progettazione delle opere strutturali si è fatto riferimento ai seguenti materiali impiegati:

1. Calcestruzzo:

Per strutture di fondazione:

C25/30 ($R_{ck} > 30$ MPa) - UNI EN 206-1:2001;

classe di lavorabilità : S4 - diametro massimo inerte: 20 mm;

classe di esposizione: XC2;

Per strutture in elevazione:

C28/35 ($R_{ck} > 35$ MPa) - UNI EN 206-1:2001;

classe di lavorabilità : S4 - diametro massimo inerte: 20 mm;

classe di esposizione: XC3;

2. Acciaio da c.a.:

B450C per barre, saldabile ove necessario, certificato e controllato in stabilimento;

B450A per reti elettrosaldate, saldabile ove necessario, certificato e controllato in stabilimento.

Valori di calcolo

Le tabelle seguenti riportano i valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali che, opportunamente corretti coi coefficienti indicati dalle NTC, restituiscono i valori di calcolo:

CALCESTRUZZO C25/30

Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	25	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	3.33	N/mm ²

Relazione sulle strutture e geotecnica

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	1.50	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	2.22	N/mm ²
Modulo elastico	E	31475	N/mm ²

CALCESTRUZZO C28/35

Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	28	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	3.59	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	1.50	
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	15.86	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	2.39	N/mm ²
Modulo elastico	E	32308	N/mm ²

ACCIAIO DA CARPENTERIA S275 JR

Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	N/mm ²
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	275	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	1.05	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M1}	1.05	
Resistenza di calcolo	f_{vd}	261.9	N/mm ²
Modulo elastico	E	210000	N/mm ²

Calcolo del copriferro

a) Strutture di Elevazione R30

Si riporta il calcolo del copriferro, secondo l'Eurocodice 2, per un elemento trave e/o pilastro in calcestruzzo armato in classe di esposizione XC2, classe strutturale S4 e resistenza al fuoco R30 avente i seguenti requisiti:

- Calcestruzzo: classe di resistenza C28/35
- Diametro massimo delle barre longitudinali ipotizzato pari a $\phi 24$;
- Diametro massimo delle staffe ipotizzato pari a $\phi 10$ mm;
- Dimensione massima degli aggregati: $D_{max} = 20$ mm;
- Vita nominale di progetto della struttura: 50 anni;
- Controllo in opera del copriferro "normale";
- Resistenza al fuoco su un lato per un tempo di esposizione pari a 30 min.

Sono rispettati i requisiti di durabilità in accordo al prospetto 4 della norma UNI 11104 per la classe di esposizione fissata.

Il copriferro nominale di progetto è dato da:

$$C_{NOM} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

Dove:

C_{NOM} è il valore nominale di progetto;

C_{min} è il valore minimo del copriferro;

ΔC_{dev} è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro assunto di norma pari a 10 mm.

Relazione sulle strutture e geotecnica

Il valore minimo del copriferro è dato da:

- $c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{min,f}; 10 \text{ mm})$ dove:
- $c_{min,b}$ = copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature da assumersi pari al diametro della barra (Se la dimensione dell'inerte è più grande di 32 mm, il valore di $c_{min,b}$ deve essere maggiorato di 5 mm.);
 - $c_{min,dur}$ = copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità) la cui dimensione minima da assumere è funzione della classe strutturale e della classe ambientale e si ricava dalla tabella 4.4N dell'Eurocodice 2 che qui si riporta;

Tab. 4.4 N - Copriferro minimo richiesto (mm)

Classe Strutturale	Classi di esposizione ambientale in accordo con il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

$\Delta c_{dur,\gamma}$ è il margine di sicurezza e si assume pari a 0;

$\Delta c_{dur,st}$ è la riduzione del copriferro minimo quando si utilizza acciaio inossidabile e si assume pari a 0;

$\Delta c_{dur,add}$ è la riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezione aggiuntiva e si assume pari a 0.

- $c_{min,f}$ = copriferro minimo per la resistenza al fuoco

Si ha dunque:

Calcolo del copriferro delle staffe

- Copriferro minimo per aderenza

$c_{min,b}$ = diametro delle barre = 10 mm

- Copriferro minimo per durabilità

$c_{min,dur}$ (classe S4 – esposizione XC2) = 25 mm

Coefficienti correttivi per durabilità

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$

$\Delta c_{dur,st} = 0$

$\Delta c_{dur,add} = 0$

- Copriferro minimo per resistenza al fuoco

a (R30 – fuoco su un lato) = 20 mm

$c_{min,f} = a - 10/2 = 20 - 5 = 15 \text{ mm}$

Ne consegue che il copriferro minimo è:

$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{min,f}; 10 \text{ mm})$

Relazione sulle strutture e geotecnica

$$c_{\min} = \max (10; 25 + 0 - 0 - 0; 15; 10 \text{ mm})$$

$$c_{\min} = 25 \text{ mm}$$

La tolleranza esecutiva è pari a:

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

Si ricava il copriferro nominale:

$$c_{\text{NOM}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Calcolo del copriferro delle barre longitudinali fino a $\Phi 24$

- Copriferro minimo per aderenza

$$c_{\min,b} = \text{diametro delle barre} = 24 \text{ mm}$$

Copriferro minimo per durabilità

$$c_{\min,dur} (\text{classe S4 – esposizione XC2}) = 25 \text{ mm}$$

- Copriferro minimo per durabilità

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$$

$$\Delta c_{dur,st} = 0$$

$$\Delta c_{dur,add} = 0$$

- Copriferro minimo per resistenza al fuoco

$$a (\text{R30 – fuoco su un lato}) = 20 \text{ mm}$$

$$c_{\min,f} = a - 24/2 = 20 - 12 = 8 \text{ mm}$$

Ne consegue che il copriferro minimo è:

$$c_{\min} = \max (c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{\min,f}; 10 \text{ mm})$$

$$c_{\min} = \max (24; 25 + 0 - 0 - 0; 10; 10 \text{ mm})$$

$$c_{\min} = 25 \text{ mm}$$

La tolleranza esecutiva è pari a:

$$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$$

Si ricava il copriferro nominale:

$$c_{\text{NOM}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

3.3. Criteri Di Progettazione E Modellazione

Per il calcolo strutturale si è fatto riferimento alla teoria dell'elasticità lineare e al principio della sovrapposizione degli effetti e più genericamente ai criteri espressi nella Scienza e nella Tecnica delle Costruzioni. I calcoli sono stati condotti in parte con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti Prosap di 2Si implementato su elaboratori dotati di microprocessori Intel con sistema operativo Windows 10 ed in parte manualmente o con l'ausilio di fogli di calcolo.

Comportamento Strutturale

La struttura è progettata per avere comportamento **non dissipativo**, ai sensi del punto 7.2.2 delle NTC2018.

Relazione sulle strutture e geotecnica

La struttura risulta essere **deformabile torsionalmente** ai sensi del punto 7.4.3. della norma, in quanto la rigidezza torsionale non soddisfa la condizione $r^2/I_s^2 > 1$ (calcolo eseguito dal software). Il calcolo viene eseguito relativamente ad ogni impalcato.

Fattore Di Comportamento

Il fattore di comportamento, di cui al punto 3.2.3.5 delle NTC2018, interviene nella definizione dello spettro di risposta per gli stati limite ultimi per tenere conto delle capacità dissipative della struttura. Si adotta un comportamento strutturale **non dissipativo** pertanto, con riferimento al 7.3.1 delle NTC 2018 si assume un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

Per la valutazione di $q_{CD"B"}$ si seguono le indicazioni riportate al paragrafo 7.3.1 delle NTC2018 in cui viene esplicitato che il limite superiore del fattore di comportamento per gli SLV si calcola secondo la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II

Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Tabella 7.3.II NTC 2018

Per il fabbricato in oggetto, trattandosi di struttura deformabile torsionalmente, si assume $q_0=2,0$.

- K_R è un fattore 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. Nel presente caso si assume $K_R=0,8$.

Si ottiene quindi: $q_{CD"B"} = q_0 \times K_R = 2,0 \times K_R = 2,0 \times 0,8 = 1,6$. Ne consegue:

$$1 \leq q_{ND} \leq 2/3 \times q_{CD"B"} = 2/3 \times 1,6 \approx 1,0.$$

Si adotta quindi $q = 1,0$ come valore nell'analisi.

Per il calcolo strutturale si è fatto riferimento alla teoria dell'elasticità lineare e al principio della sovrapposizione degli effetti e più genericamente ai criteri espressi nella Scienza e nella Tecnica delle Costruzioni. Le analisi numeriche vengono effettuate avvalendosi del codice di calcolo ad elementi finiti PROSap della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. Le travi ed i pilastri saranno modellati con

Relazione sulle strutture e geotecnica

elementi "beam" a due nodi ed i modelli saranno incastrati alla base in corrispondenza del piano di fondazione. I solai saranno modellati mediante apposito strumento "solaio" che permette di inserirli come aree di carico ed analogamente i tamponamenti saranno modellati con lo strumento "pannello". All'elemento solaio è possibile attribuire la proprietà di "piano rigido" con la quale è necessario inserire lo "spessore membranale", ossia lo spessore della soletta in c.a. collaborante, in tal caso il programma tiene conto dell'effettiva rigidità del solaio per lo spessore della membrana impostata. Nel caso in oggetto tale proprietà è stata assegnata per il solaio di interpiano realizzati in laterocemento. Ulteriori carichi lineari, quali ad esempio gli sporti ed i parapetti saranno applicati direttamente alle travi.

3.4. Azioni Progetto

Carichi Agenti Sulla Struttura

Carichi Permanenti (Gk)

In accordo con la definizione riportata al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC2018, si distinguono:

- G₁: carichi permanenti dovuti ai pesi propri degli elementi strutturali;
- G₂: carichi permanenti dovuti a pesi propri portati di elementi non strutturali

Per quanto riguarda la struttura in oggetto si ha:

G₁ – Peso Proprio degli elementi strutturali

Si considera in questa categoria il peso degli elementi strutturali portanti quali fondazioni, travi, pilastri, pareti e solette piene.

G₂ – Peso Proprio degli elementi portati

Si considera in questa categoria il peso di impianti, massetti, sottofondi, pavimenti, intonaci, tramezzi e tamponature.

Carichi Variabili (Qk)

Carichi variabili solaio di copertura: neve (Q_k)

Si considera l'azione variabile da neve indicata nel paragrafo 3.4 delle NTC2018.

Comune di San Pietro in Casale: zona I mediterranea, h .s.l.m .<200 m

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

$$q_{sk} \text{ (carico caratteristico)} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

$$C_E \text{ (coeff. di esposizione)} = 1.0$$

$$C_t \text{ (coeff. termico)} = 1.0$$

$$\mu_i = 0.80$$

$$q_{sk} = 0.8 \times 1.50 \times 1.0 \times 1.0 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo del carico dovuto all'accumulo della neve sul terrazzo:

Accumulo neve

Si ha:

Relazione sulle strutture e geotecnica

$\mu_1 = 0,80$ da cui risulta $q_1 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;

$\mu_2 = 1,33$ da cui risulta $q_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$;

$l_s = 5\text{m}$

quindi sul solo campo di solaio relativo alla porzione di copertura centrale per il carico della neve, considerando anche l'eventuale accumulo, si ha un carico trapezoidale con:

$$q_{s,\min} = \mu_1 \cdot q_{sk} = 0.8 \cdot 1.50 = 1.20 \text{ kN/mq}$$

$$q_{s,\max} = \mu_2 \cdot q_{sk} = 1.33 \cdot 1.50 = 2.00 \text{ kN/mq}$$

trasformando tale carico trapezoidale ad un carico equivalente, ma uniformemente distribuito si ha:

$$q_{s,\text{equivalente}} = 1.60 \text{ kN/mq}$$

pertanto si considera il carico dovuto all'accumulo della neve pari a 1.60 kN/m^2 .

Analisi dei carichi di progetto

> ANALISI DEI CARICHI			
SOLAIO CONTROTERRA: AREE DISTRIBUTIVE E SPAZI COMUNI			S1
Gk - Permanenti			
G1.1	Peso proprio	Platea di fondazione	12.50 kN/m ²
G2.1	Portato	Vespaio in elem plastici prefabb. + soletta	2.60 kN/m ²
G2.2	Portato	Pannello in EPS + membrane	0.05 kN/m ²
G2.3	Portato	Massetto alleggerito per impianti	0.50 kN/m ²
G2.4	Portato	Massetto + eventuale pacchetto radiante	1.00 kN/m ²
G2.5	Portato	Pavimento	0.20 kN/m ²
G2.6	Portato	Tramezzature	0.80 kN/m ²
Gk Totale			17.65 kN/m²
Qk - Variabili			
Q1	Cat. C1		3.00 kN/m ²
Qk Totale			3.00 kN/m²

> ANALISI DEI CARICHI			
SOLAIO CONTROTERRA: COWORKING E VANI TECNICI			S2
Gk - Permanenti			
G1.1	Peso proprio	Platea di fondazione	12.50 kN/m ²
G2.1	Portato	Vespaio in elem plastici prefabb. + soletta	2.60 kN/m ²
G2.2	Portato	Pannello in EPS + membrane	0.05 kN/m ²
G2.3	Portato	Massetto + eventuale pacchetto radiante	1.00 kN/m ²
G2.4	Portato	Pavimento in cls	2.10 kN/m ²

Relazione sulle strutture e geotecnica

Gk Totale		18.25	kN/m²
Qk - Variabili			
Q1	Cat. C1	3.00	kN/m ²
Qk Totale		3.00	kN/m²

> ANALISI DEI CARICHI			
1° - 2° SOLAIO:		RESIDENZIALE	S1-2
Gk - Permanenti			
G1.1	Peso proprio	Solaio in laterocemento 25+4 cm	3.80 kN/m ²
G2.1	Portato	Massetto alleggerito	0.50 kN/m ²
G2.2	Portato	Pacchetto radiante + Caldana	1.60 kN/m ²
G2.3	Portato	Pavimento	0.30 kN/m ²
G2.4	Portato	Intonaco	0.30 kN/m ²
G2.5	Portato	Tramezzature	0.80 kN/m ²
Gk Totale		7.30	kN/m²
Qk - Variabili			
Q1	Cat. A	2.00	kN/m ²
Qk Totale		2.00	kN/m²

> ANALISI DEI CARICHI			
SOLAIO COPERTURA:		SC1	
Gk - Permanenti			
G1.1	Peso proprio	Solaio in laterocemento 25+4 cm	3.80 kN/m ²
G2.1	Portato	Massetto alleggerito	0.50 kN/m ²
G2.2	Portato	Isolante + guaine	0.30 kN/m ²
G2.3	Portato	Ghiaia	1.10 kN/m ²
G2.4	Portato	Intonaco	0.30 kN/m ²
Gk Totale		6.00	kN/m²
Qk - Variabili			
Q1	Neve	1.60	kN/m ²
Qk Totale		1.60	kN/m²

3.5. Metodo Di Analisi

È stato analizzato il comportamento della struttura sotto le azioni statiche e sismiche, si è utilizzata in particolare l'analisi **lineare dinamica**, così come definita al punto 7.3.3.1 della Norma (NTC 2018).

3.6. Criteri Di Verifica Agli Stati Limite Indagati

Come riportato nei paragrafi seguenti, vengono effettuate verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio. Le

Relazione sulle strutture e geotecnica

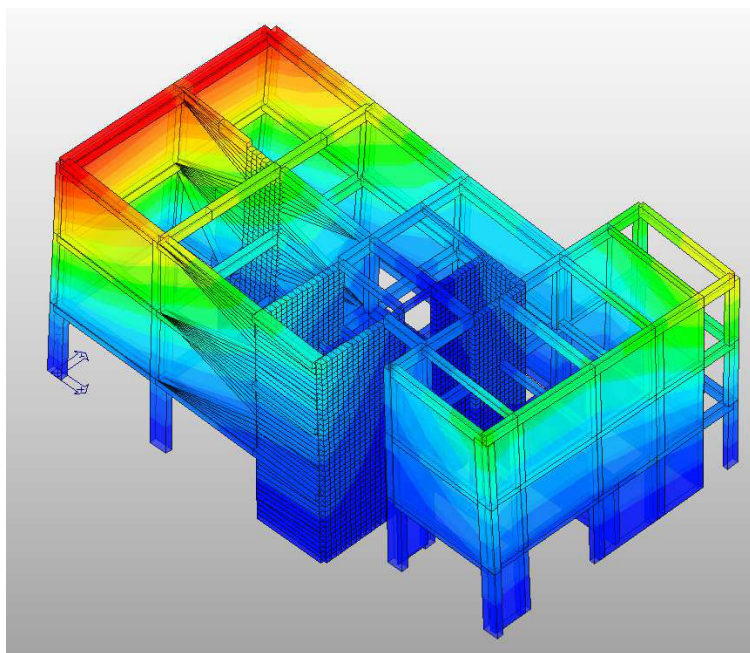
prime prevedono verifiche di resistenza (compressione, flessione, pressoflessione, etc), le seconde prevedono verifiche di deformabilità ed equilibrio, fessurazione limitazione delle tensioni, secondo quanto previsto dalla Norma nei casi specifici.

3.7. Principali Risultati

In questo paragrafo vengono riportati i principali risultati in termini di sollecitazioni e deformazioni, derivanti da analisi di tipo statico e dinamico.

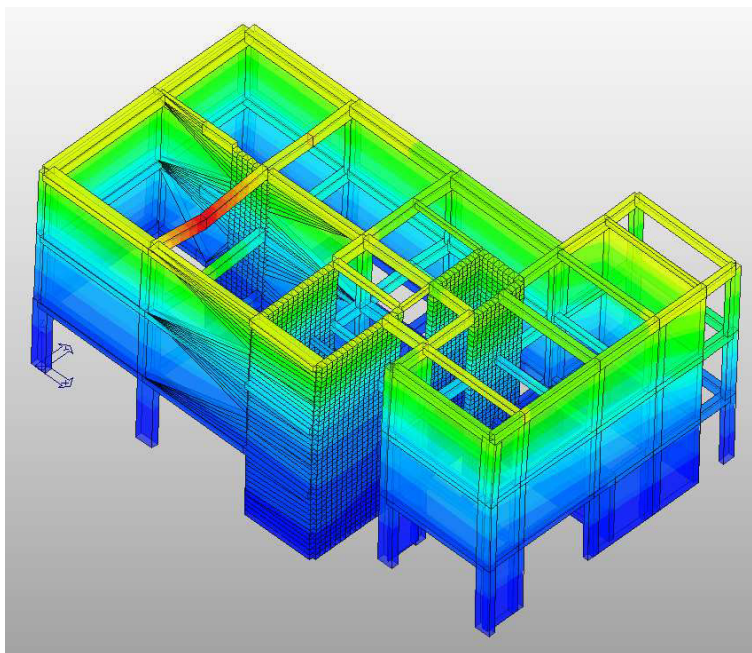
Risultati Dell'analisi Modale

I tabulati seguenti riportano rispettivamente le frequenze di oscillazione, i periodi e la percentuale di massa eccitata in riferimento ai modi di vibrare considerati: i tabulati qui riportati fanno riferimento all'analisi ottenuta considerando un'eccentricità accidentale del centro di massa del 5%. Sono stati considerati i primi 20 modi di vibrare al fine raggiungere una massa partecipante totale superiore all'85%, di cui se ne riportano di seguito i risultati

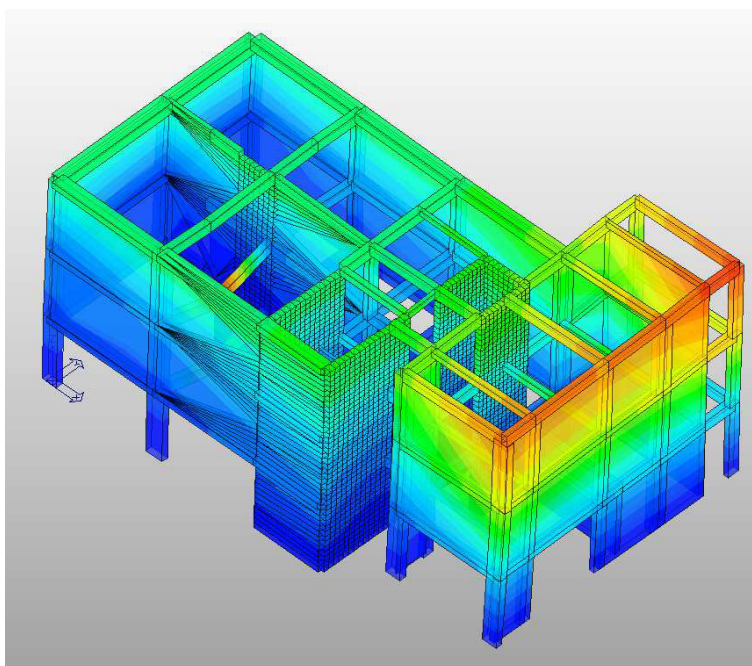


1° modo di vibrare della struttura ($T = 0.27$ secondi)

Relazione sulle strutture e geotecnica



2° modo di vibrare della struttura ($T = 0.17$ secondi)

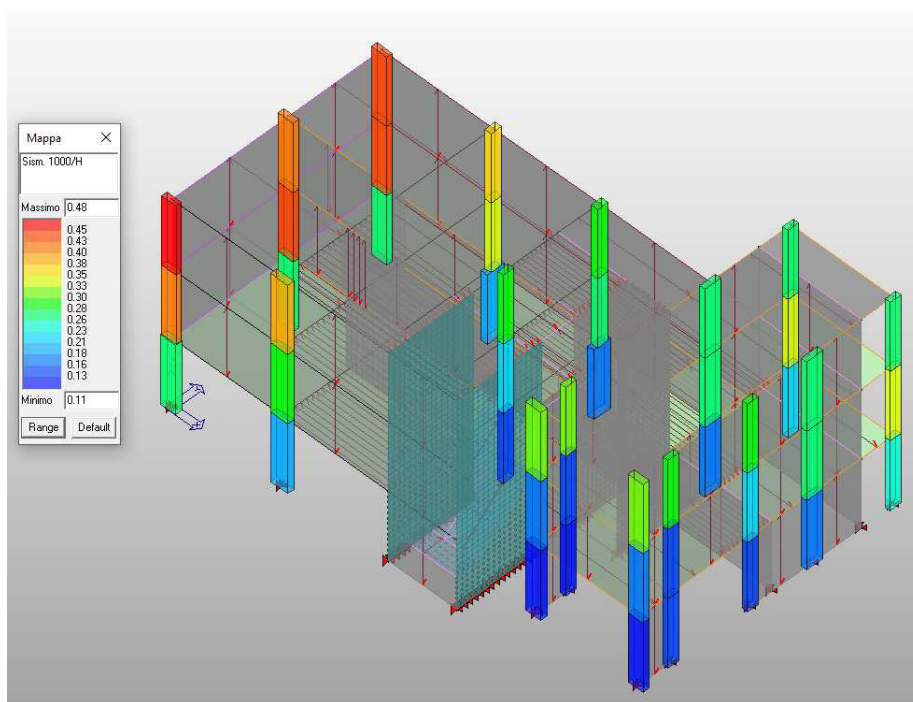


3° modo di vibrare della struttura ($T = 0.13$ secondi)

Verifiche Degli Spostamenti Di Interpiano (SLD)

Relazione sulle strutture e geotecnica

Come specificato al punto 7.3.6.1 delle NTC2018 occorre verificare che gli spostamenti di interpiano non producano danni sugli elementi non strutturali, tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Tale verifica può essere ritenuta soddisfatta se è rispettata la condizione $q_d/h < 0.005$ per tamponature fragili cioè se lo spostamento di interpiano è inferiore allo 0.5% dell'altezza, sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLD. L'immagine seguente mostra una mappa cromatica degli spostamenti relativi di piano in valore assoluto, valutati per l'azione di progetto considerata (in combinazione SLD). I massimi spostamenti risultanti dall'analisi rientrano nei limiti di Norma, in quanto il massimo rapporto $1000q_d/h$ è sempre inferiore a 5.



Verifica degli spostamenti di interpiano (SLD) mediante mappa cromatica $1000/H$, verificati se < 5

3.8. Caratteristiche Di Affidabilità Del Codice Di Calcolo

Il sottoscritto progettista ha preso visione dell'Attestato di Affidabilità del codice di calcolo di cui al punto 2.2.5, fornito dal produttore e attestante l'affidabilità e l'idoneità al caso specifico, come richiesto al paragrafo 10.2 della Norma.

3.9. Riferimenti Alle Strutture Di Fondazione

L'impianto di fondazione è realizzato mediante una platea nervata in calcestruzzo armato. Si veda più avanti per le verifiche.

3.10. Classificazione Dell'intervento

L'intervento è identificato come **nuova costruzione**.

4. Verifiche Allo Stato Limite Ultimo E Di Esercizio

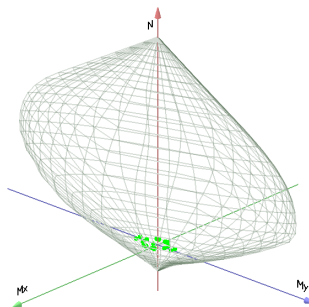
Si trattano in questo capitolo le verifiche di resistenza e deformabilità della struttura in elevazione e delle fondazioni, per le combinazioni di carico prescritte dalla Norma. Al § 7.4.1 viene specificato che *nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2..* **Per tutti gli elementi strutturali progettati verranno riportate le verifiche previste dalla Norma svolte in maniera automatizzata dal software secondo i criteri di progetto impostati per i vari elementi.**

4.1. Verifiche Dei Pilastri

I dettagli costruttivi inerenti ai pilastri sono stati predisposti nei criteri di progetto secondo quanto prescritto al § 4.1.6, tuttavia si prevede comunque la disposizione di una zona raffittita in corrispondenza delle sezioni di estremità dei pilastri e all'interno dei nodi trave-pilastro.

Verifiche Slu A Pressoflessione

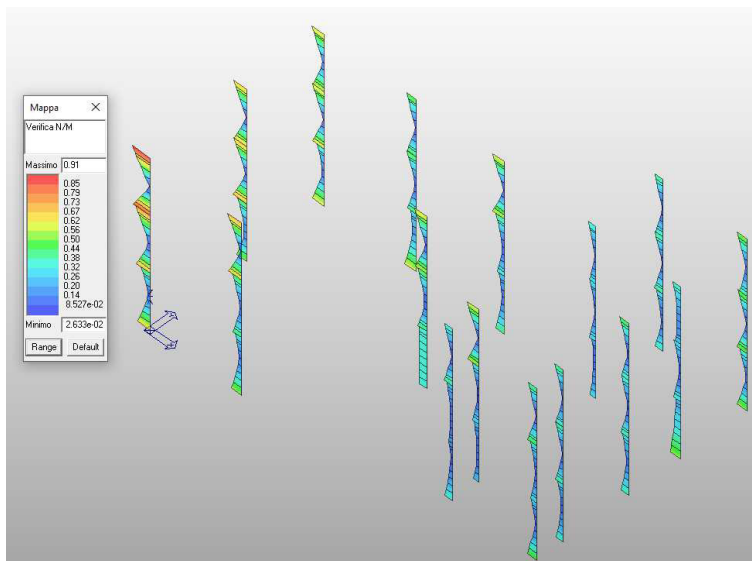
I pilastri devono essere verificati nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio secondo le prescrizioni del capitolo 4 delle NTC 2018. In particolare, per gli stati limite ultimi, si eseguono verifiche a pressoflessione deviata considerando lo sforzo normale sollecitante N_{Ed} combinato con i momenti agenti nei due piani principali della sezione $M_{x,Ed}$ ed $M_{y,Ed}$ nella combinazione che risulta essere più gravosa. La verifica a pressoflessione viene svolta costruendo il dominio di resistenza della sezione nello spazio N - M_x - M_y e valutando se il punto individuato dalla terna di azioni sollecitanti ricade all'interno del dominio.



Verifica a pressoflessione dominio N - M_x - M_y

La figura mostra il dominio di resistenza della sezione individuata per un fissato valore di sforzo normale, all'interno i punti individuati dalle diverse terne delle componenti della sollecitazione N , M_x , M_y , per le combinazioni considerate. La verifica può essere sinteticamente descritta riportando l'indice di resistenza I , cioè il rapporto tra la lunghezza complessiva del vettore che collega l'origine ad un punto della superficie del dominio, attraversando il punto individuato dalla coppia sollecitante e la distanza della coppia sollecitante dall'origine, misurata lungo il vettore. Se l'indice di resistenza è minore o uguale all'unità la verifica è soddisfatta. Si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore del rapporto S_d/S_u con sollecitazioni ultime proporzionali, il valore del rapporto deve essere ≤ 1 per verifica positiva.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica a pressoflessione

Il massimo valore del rapporto $I=S_d/S_u$ risulta essere pari a $I = 0,91 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

Verifica Slu A Taglio

Il taglio resistente viene calcolato come indicato al punto 4.1.2.3.5.2. La resistenza a *taglio-trazione* dell'armatura trasversale, con staffe disposte a 90 gradi rispetto all'asse, è valutata come:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.27)$$

La resistenza a *taglio-compressione* delle bielle di calcestruzzo compresso d'anima vale:

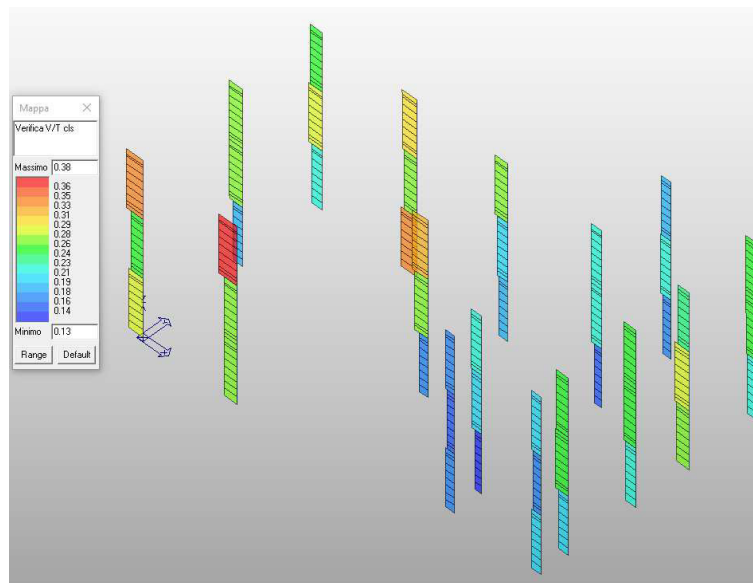
$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad (4.1.28)$$

Dove in particolare, θ è l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso e deve rispettare la condizione:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

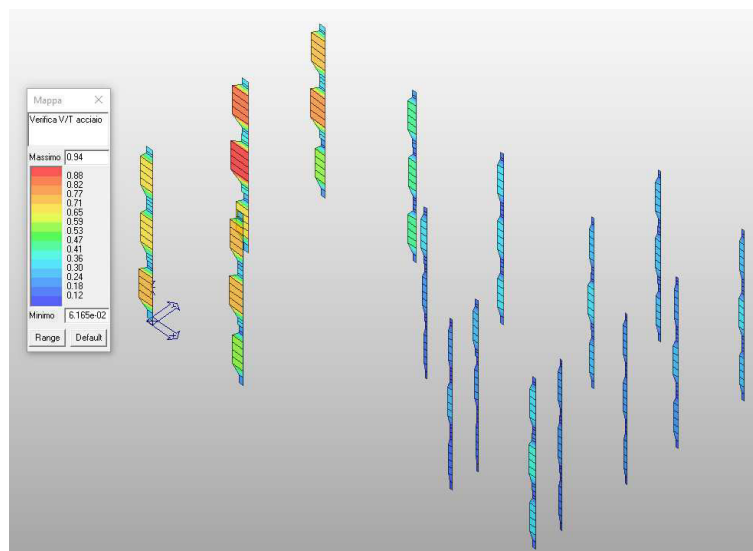
La resistenza a taglio è il minimo valore tra V_{Rsd} e V_{Rcd} . Si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore del rapporto $I=S_d/S_u$ per sollecitazioni taglienti e torcenti proporzionali. La verifica viene svolta sia lato calcestruzzo che lato acciaio, il valore del rapporto deve essere ≤ 1 per verifica positiva.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica a taglio lato calcestruzzo

Il massimo valore del rapporto $I=S_d/S_u$ risulta essere **0,38 < 1**, **la verifica risulta soddisfatta**.



Verifica a taglio lato acciaio

Il massimo valore del rapporto $I=S_d/S_u$ risulta essere **0,94 < 1**, **la verifica risulta soddisfatta**.

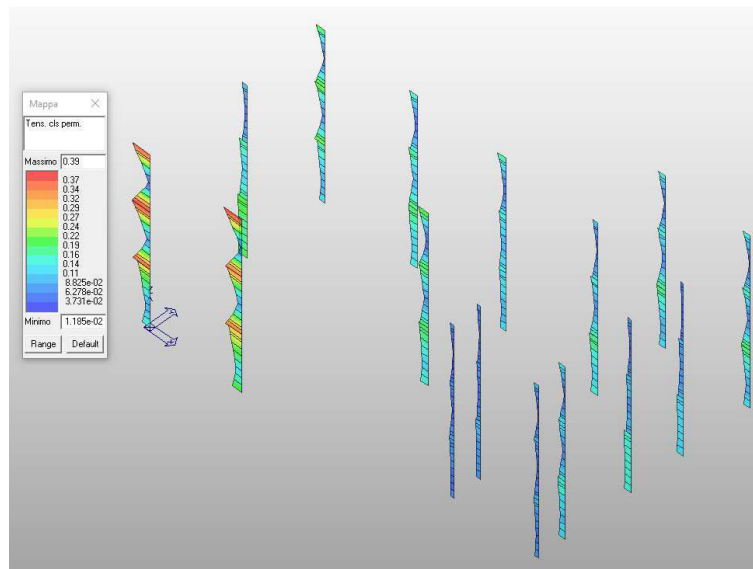
Verifiche SLE

Per gli stati limite di esercizio si verifica lo stato limite di limitazione delle tensioni di cui al punto 4.1.2.2.5 della Norma. Si riportano inizialmente le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore del rapporto I tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} per le combinazioni *quasi permanente* e *rara* ed il rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione f_{yk} per la combinazione *quasi permanente*. La verifica si ritiene soddisfatta se il

Relazione sulle strutture e geotecnica

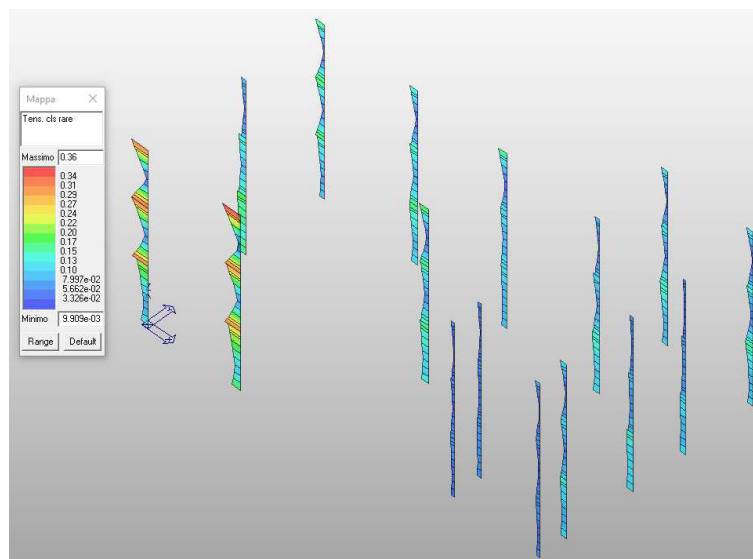
valore del rapporto è ≤ 1 in quanto il software fornisce valori di verifica normalizzati. Si considera che i limiti imposti dalla norma al punto 4.1.2.2.5. sono:

Combinazione di carico Quasi Permanente	Combinazione di carico Caratteristica Rara
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$
	$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$



Verifica tensione massima del calcestruzzo per combinazione quasi permanente

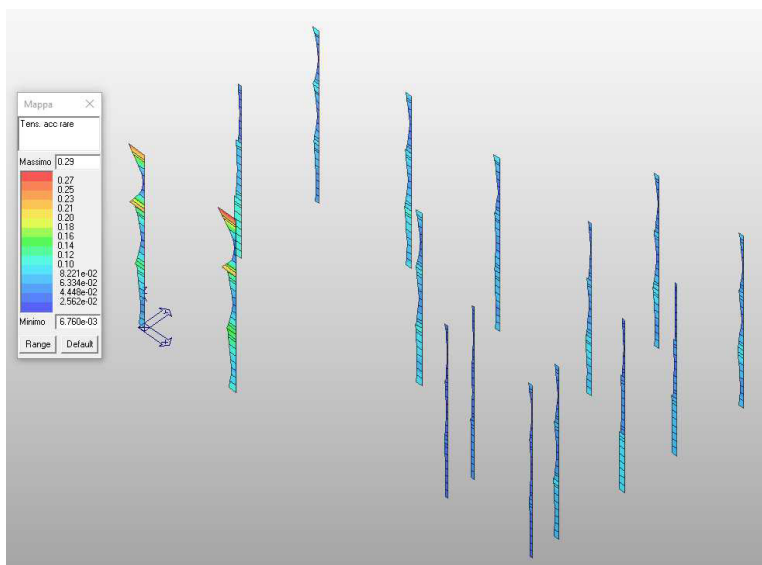
Il massimo valore del rapporto $I = 0,39 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.



Verifica tensione massima del calcestruzzo per combinazione caratteristica rara

Il massimo valore del rapporto $I = 0,36 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica tensione massima dell'acciaio per combinazione caratteristica rara

Il massimo valore del rapporto $I = 0,29 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

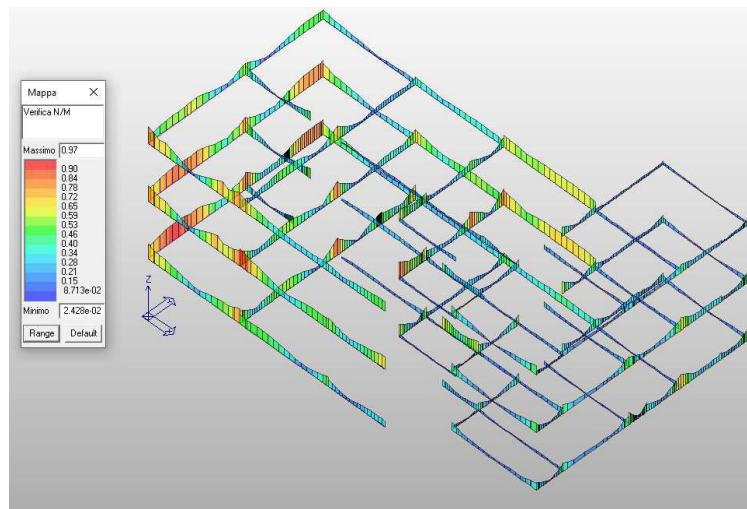
4.2. Verifiche Sulle Travi

In analogia con quanto descritto per i pilastri al paragrafo precedente, le verifiche delle travi nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio sono svolte secondo le prescrizioni contenute nel capitolo 4 delle NTC 2018. I dettagli costruttivi quali limitazioni geometriche e prescrizioni relative all'armatura longitudinale e trasversale sono studiati nel rispetto delle prescrizioni fornite al paragrafo 4.1.6 della Norma ed impostati nei criteri di progetto. Nel seguito si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software. Si ricorda che nella progettazione non dissipativa non è previsto il rispetto della gerarchia delle resistenze.

Verifiche SLU A Pressoflessione

Si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore del rapporto $I = E_d / R_d$ ottenuto a sforzo normale costante, il valore del rapporto deve essere ≤ 1 per verifica positiva.

Relazione sulle strutture e geotecnica

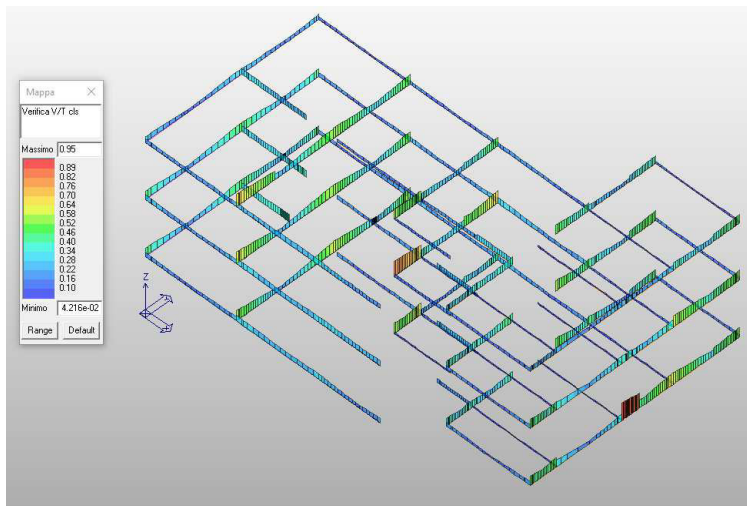


Verifica a pressoflessione

Il massimo valore del rapporto $I = S_d / S_u$ risulta essere pari a $I = 0,97 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

Verifica SLU A Taglio

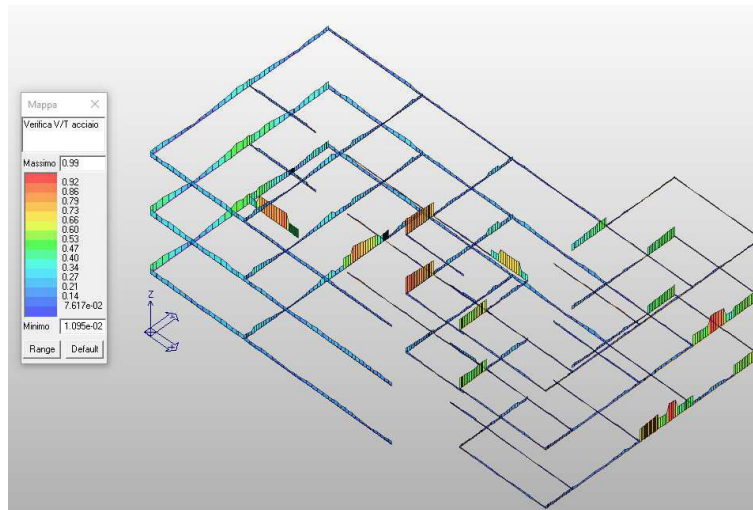
Si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore della verifica a taglio lato calcestruzzo e lato acciaio ottenute come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza $I = E_d / E_{rd}$. Il valore del rapporto deve essere ≤ 1 per verifica positiva.



Verifica a taglio lato calcestruzzo

Il massimo valore del rapporto $I = E_d / E_{rd}$ risulta essere pari a $I = 0,95 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica a taglio lato acciaio

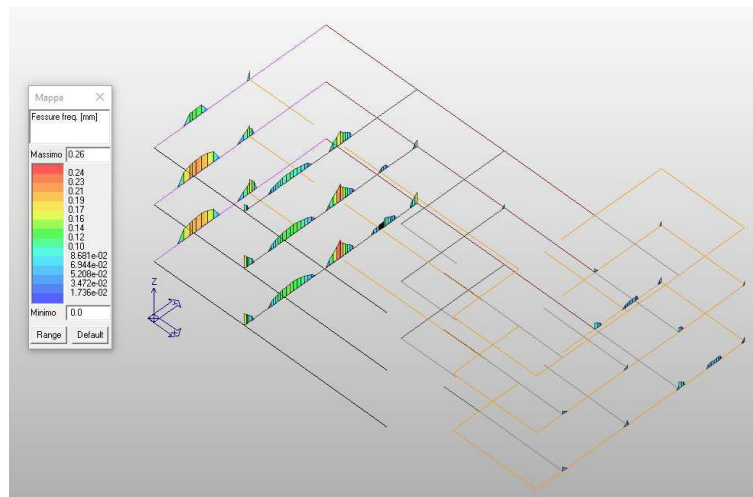
Il massimo valore del rapporto $I = E_d/E_{rd}$ risulta essere pari a $I = 0,99 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche SLE

Stato Limite Di Fessurazione

In questo paragrafo si riporta la verifica di limitazione delle tensioni di cui al punto 4.1.2.2.4 della Norma.

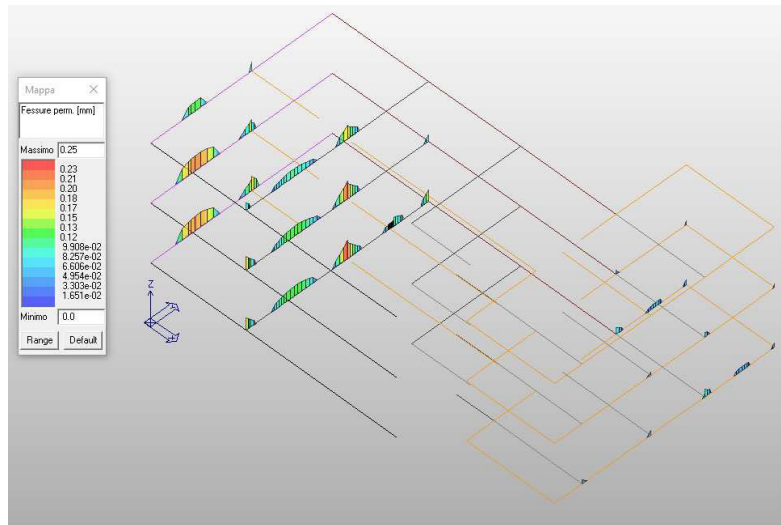
Si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore dell'apertura delle fessure, la verifica è soddisfatta se i valori massimi sono inferiori di quelli riportati in normativa.



Apertura delle fessure per combinazione frequente

Poiché il massimo valore di apertura delle fessure risulta pari a $0,26 \text{ mm} < w_3 = 0,4 \text{ mm}$ la verifica risulta soddisfatta.

Relazione sulle strutture e geotecnica



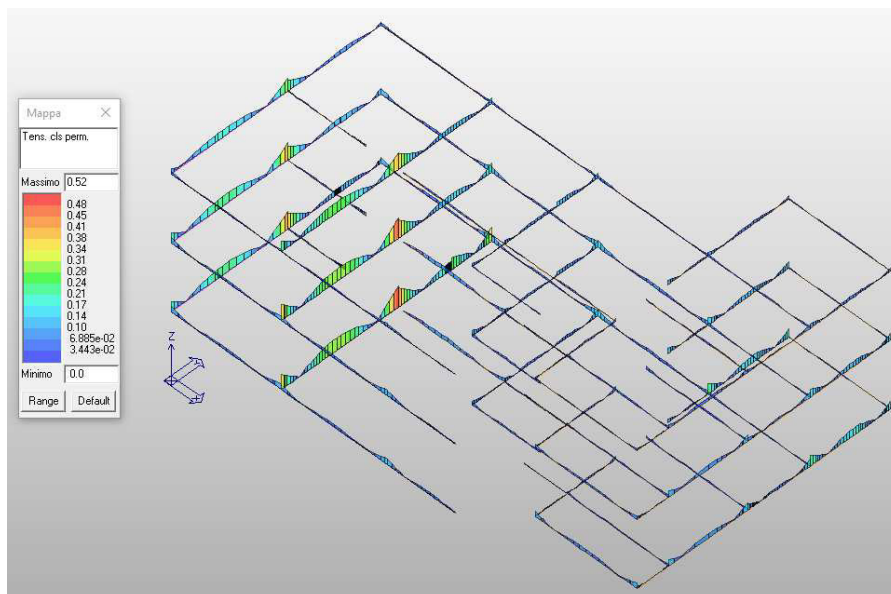
Apertura delle fessure per combinazione quasi permanente

Poiché il massimo valore di apertura delle fessure risulta pari a **0,25 mm** < $w_2=0,3$ mm la verifica risulta soddisfatta.

Stato Limite Di Limitazione Delle Tensioni

In questo paragrafo si riporta la verifica di limitazione delle tensioni di cui al punto 4.1.2.2.5 della Norma.

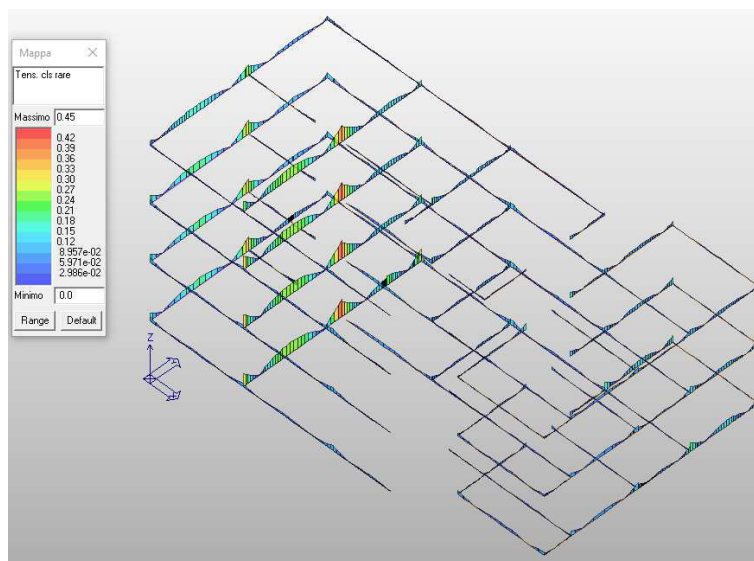
Si riportano inizialmente le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} per le combinazioni *quasi permanente* e *rara* ed il rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione f_{yk} per la combinazione *quasi permanente*. La verifica si ritiene soddisfatta se il valore del rapporto è ≤ 1 in quanto il software fornisce valori di verifica normalizzati.



Verifica tensione massima del calcestruzzo per combinazione quasi permanente

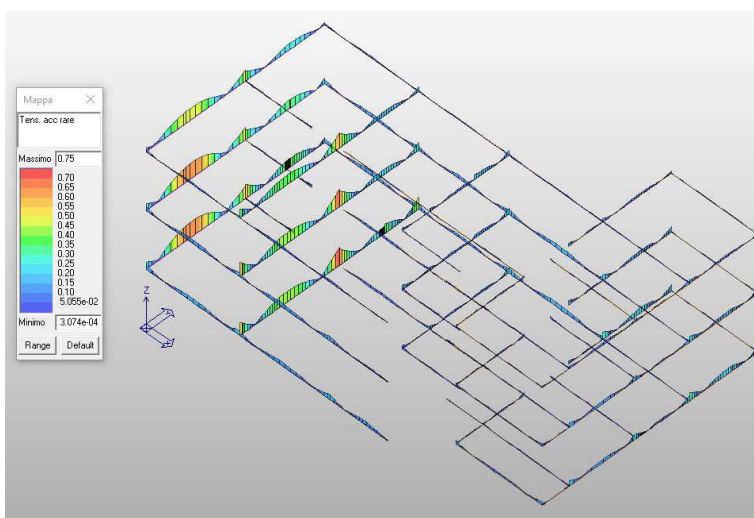
Risulta essere pari a **$I = 0,52 \leq 1$** , la verifica risulta soddisfatta.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica tensione massima del calcestruzzo per combinazione rara

Risulta essere pari a $I = 0,45 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.



Verifica tensione massima dell'acciaio per combinazione caratteristica rara

Risulta essere pari a $I = 0,75 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

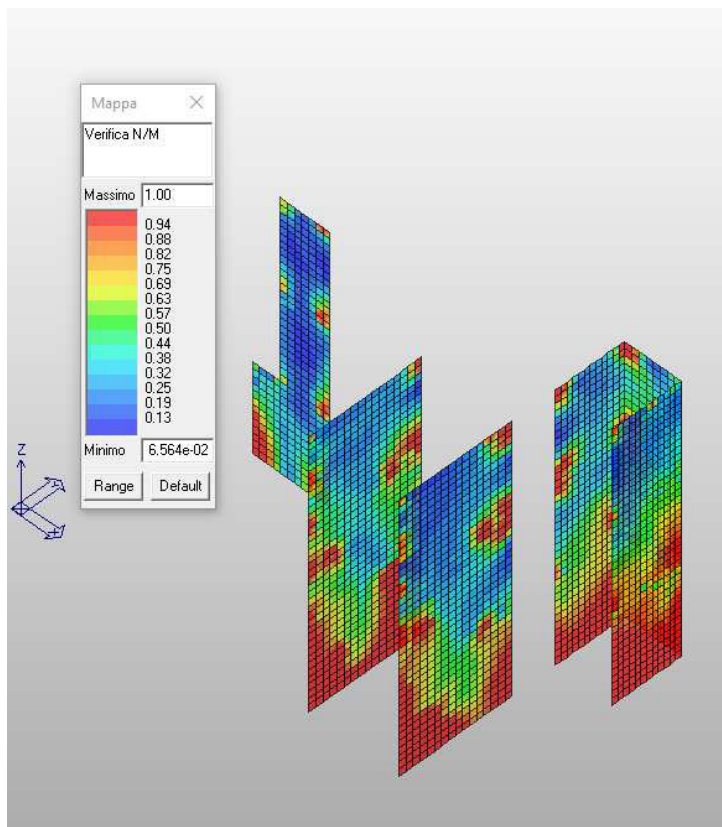
4.3. Verifiche Dei Setti

Per quanto riguarda il sistema dei setti, la determinazione delle sollecitazioni di calcolo, le verifiche di resistenza e lo sviluppo dei dettagli costruttivi avvengono secondo le prescrizioni del capitolo 4 delle NTC 2018. In particolare, per i setti modellati con l'uso di elementi bidimensionali tipo “shell”, lo stato tensionale derivante dall'analisi in termini di tensioni puntuali viene integrato sull'area della sezione della parete definita in modo da ricavare valori globali di sollecitazione per la parete in termini di sforzo normale, momento flettente e taglio. Nel caso di progettazione non dissipativa i setti sono modellati nel software come **singolo elemento non dissipativo** ed è possibile assegnare l'armatura verticale ed orizzontale.

Relazione sulle strutture e geotecnica

Verifiche SLU A Pressoflessione

Si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore del rapporto $I=E_d/R_d$ ottenuto a sforzo normale costante, il valore del rapporto deve essere ≤ 1 per verifica positiva.



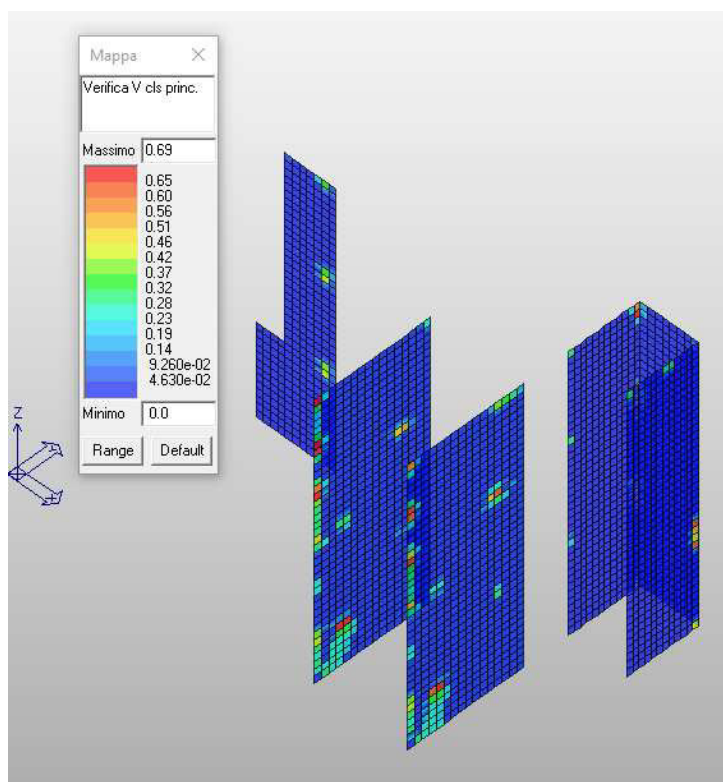
Verifica a pressoflessione

Il massimo valore del rapporto $I=S_d/S_u$ risulta essere pari a $I = 1,00 \leq 1$, la **verifica risulta soddisfatta**.

Verifica A Taglio

Si riportano le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore della verifica a taglio lato calcestruzzo e lato acciaio ottenute come rapporto tra la sollecitazione e la resistenza $I=E_d/E_{rd}$. Il valore del rapporto deve essere ≤ 1 per verifica positiva.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica a taglio lato calcestruzzo

Il massimo valore del rapporto $I = E_d/E_{rd}$ risulta essere pari a $I = 0,69 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

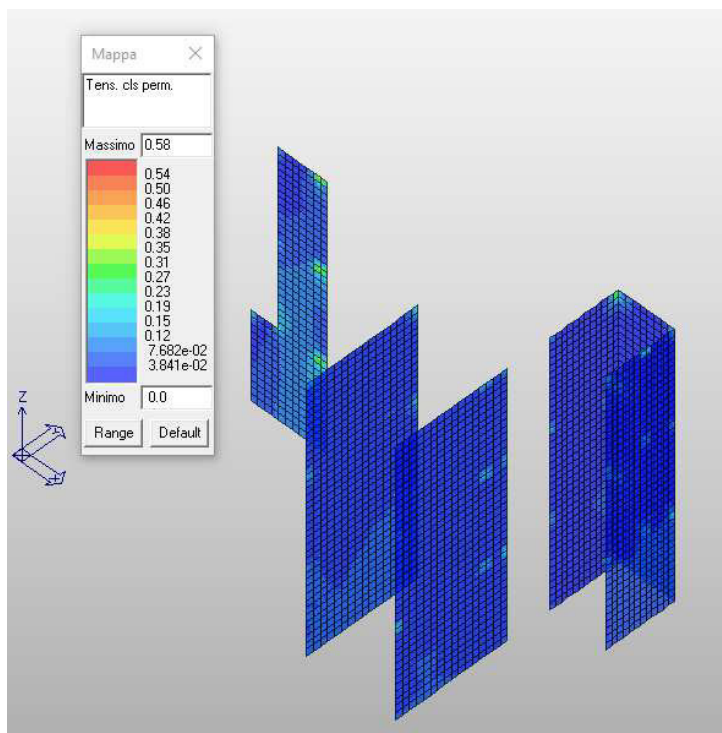
Verifiche SLE

Stato Limite Di Limitazione Delle Tensioni

Per gli stati limite di esercizio si verifica lo stato limite di limitazione delle tensioni di cui al punto 4.1.2.2.5 della Norma. Si riportano inizialmente le verifiche svolte in maniera automatizzata dal software che restituisce i risultati mediante mappa di colore del rapporto I tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} per le combinazioni *quasi permanente* e *rara* ed il rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione f_{yk} per la combinazione *quasi permanente*. La verifica si ritiene soddisfatta se il valore del rapporto è ≤ 1 in quanto il software fornisce valori di verifica normalizzati. Si considera che i limiti imposti dalla norma al punto 4.1.2.2.5. sono:

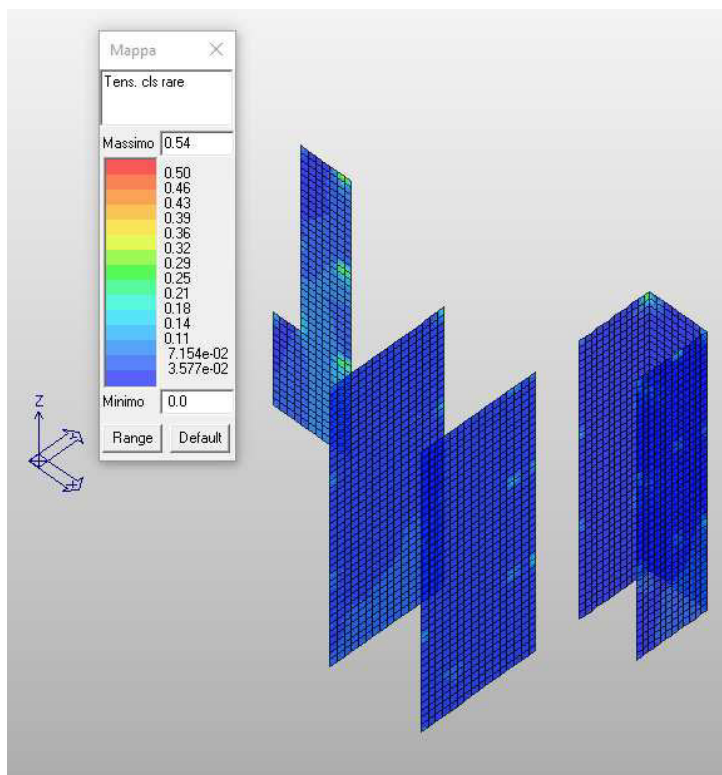
Combinazione di carico Quasi Permanente	Combinazione di carico Caratteristica Rara
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$
	$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica tensione massima del calcestruzzo per combinazione quasi permanente

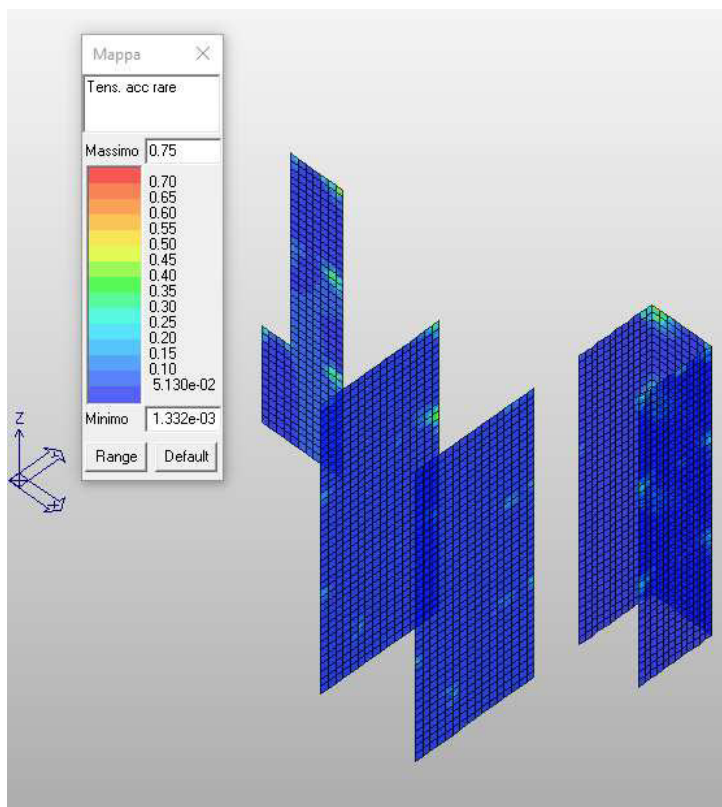
Il massimo valore del rapporto $I = 0,58 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.



Verifica tensione massima del calcestruzzo per combinazione caratteristica rara

Il massimo valore del rapporto $I = 0,54 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

Relazione sulle strutture e geotecnica



Verifica tensione massima dell'acciaio per combinazione caratteristica rara

Il massimo valore del rapporto $I = 0,75 \leq 1$, la verifica risulta soddisfatta.

4.4. Verifiche Solaio D'interpiano

Nel seguito si riportano le verifiche eseguite per il solaio d'interpiano. Il solaio è realizzato in laterocemento 25+4 cm.

Considerando un interasse pari ad $i = 50$ cm si ha:

$$q_{\text{SLURESIDENZIALE}} = q_{\text{solaio,SLU}} \cdot i = [(1,3 \cdot 7,30) + (1,5 \cdot 2,00)] \cdot 0,50 = 6,30 \text{ kN/m}$$

In prossimità degli appoggi d'estremità si è considerato un grado di incastro pari a $q \cdot L^2 / 12$ e, in via del tutto cautelativa, si considera il medesimo valore del momento sollecitante anche in mezzeria.

Campata– Verifica M SLU:

Si ha dunque:

$$q = 6,30 \text{ kN/m}$$

$$L = 5,10 \text{ m}$$

$$M_{\text{Ed,mezzeria}} = q \cdot L^2 / 12 = 6,30 \cdot 5,10^2 / 12 = 13,7 \text{ kNm}$$

Si verifica la striscia di solaio con un'armatura inferiore di **2 Ø 14 per travetto**.

Relazione sulle strutture e geotecnica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travetto solaio intermedio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	4
2	14	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,08	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15,87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 30,39 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 45,18 ‰
d 26 cm
x 1,869 x/d 0,0719
ξ 0,7

$M_{Ed} = 13,70 \text{ kNm}$ (Momento sollecitante di calcolo)

$M_{Rd} = 30,39 \text{ kNm}$ (Momento resistente di calcolo)

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0,45 < 1$ **VERIFICATO**

Appoggio Verifica M SLU:

Si ha dunque:

$q = 6,30 \text{ kN/m}$

$L = 5,10 \text{ m}$

$M_{Ed,appoggio} = q \cdot L^2 / 12 = 6,30 \cdot 5,10^2 / 12 = 13,7 \text{ kNm}$

Si verifica la striscia di solaio con un'armatura superiore di **2 Ø 14 per travetto**.

Relazione sulle strutture e geotecnica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travetto solaio intermedio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	4
2	14	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,08	3

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
x_{Ed}
y_{Ed}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35

E_{su} ‰ E_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
E_{syd} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

M_{xRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

M_{Ed} = 13,70 kNm (Momento sollecitante di calcolo)

M_{Rd} = 27,97 kNm (Momento resistente di calcolo)

M_{Ed} / M_{Rd} = 0,46 < 1 **VERIFICATO**

Verifica V SLU:

Si ha dunque:

q = 6,30 kN/m

L = 5,10 m

V_{Ed} = q • L / 2 = 6,30 • 5,10 / 2 = 16 kNm

Relazione sulle strutture e geotecnica

CONTRIBUTO PORTANZA CALCESTRUZZO SENZA ARMATURA TRASVERSALE VRd

b_w	14	cm	larghezza sezione
h	29	cm	altezza sezione
d	26	cm	altezza utile
R_{ck}	35	MPa	
f_{ck}	29,05	MPa	res. Cilindrica caratteristica cls
f_{yd}	391	MPa	res. di progetto acciaio
A_{sl}	307,72	mm ²	Area armatura tesa
N_{Ed}	0	kN	Sforzo normale SLE quasi permanente
σ_{cp}	0,00	MPa	$< 0.2f_{cd}$ altrimenti usa $0.2f_{cd} = 3,87$

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$	0,12	Tensione tangenziale resistente di base
$k = 1 + (200/d)$	1,877	< 2 Contributo ingranamento inerti
$\rho_l = A_{sl}/b_w d$	0,008	< 0.02 Rapp. Geom. d'armatura longitudinale
$(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	2,9067	Effetto spinotto
$v_{min} = 0.035 k$	0,4851	
$v_{min} b_w d$	17658,71	Res. a taglio minima in assenza di effetto spinotto e senza NEd

Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio, NTC08 4.1.2.1.3.1:

$$V_{rd} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp}] * b_w * d \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$V'_{Rd} = 23,83 \quad V''_{Rd} = 17,65871 \quad V_{rd} = \max(V'_{Rd}; V''_{Rd})$$

$V_{Ed} =$	16,00	kN	Taglio sollecitante allo SLU
$V_{Rd} =$	23,8	kN	Taglio resistente per sezione non armata trasversalmente

IR_v	0,67	$IR_v < 1$ VERIFICA SODDISFATTA
--------	------	---------------------------------

4.5. Verifiche Delle Fondazioni E Del Terreno

Il nuovo impianto fondale verrà realizzato mediante una platea nervata, di spessore pari a 50 cm, impostata ad una profondità pari a -1,45 m dal piano di campagna al di sopra di un getto di calcestruzzo magro di spessore pari a 5 cm. La quota di imposta è stata stabilita anche in relazione alla presenza di falda che risulta ad una profondità variabile, con picchi fino a -1.50 m dal p.c.. Al di sotto del piano di posa individuato è previsto l'approfondimento dello scavo per la rimozione di una lente di terreno caratterizzato da scarse caratteristiche meccaniche ed elevata compressibilità: raggiunta la quota di fondo scavo pari a -2.1 m da p.c. sul tetto dello strato più profondo, di migliori caratteristiche meccaniche, si procederà alla realizzazione di uno strato di materiale arido, compattato e stabilizzato, dello spessore di 60 cm circa, per ritornare alla quota di imposta stabilita per le fondazioni.

Dalla Relazione Geologica si evince l'appartenenza del suolo alla **categoria C**, in base ai valori del parametro $V_{s,30}$ misurati.

Relazione sulle strutture e geotecnica

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

Il modello geotecnico del sottosuolo viene schematizzato nella seguente maniera:

Note tessiturali	γ [t/mc]	Φ' [°]	c' [kg/cm ²]	C_u [kg/cm ²]
	V_k	V_k	V_k	V_k
Argille e limi prevalenti	1,70	21,0	0,06	0,50

Le verifiche delle fondazioni e del terreno vengono condotte, in ottemperanza ai punti 6.4.2.1 e 7.11.5.3 seguendo l'Approccio 2 proposto dalla Norma. Tale approccio si basa sull'utilizzo di coefficienti parziali per la fattorizzazione dei carichi agenti sulla struttura, delle caratteristiche meccaniche e dei valori di resistenza del terreno. La combinazione di coefficienti parziali utilizzata è così descritta dalla Norma:

- Combinazione (A1+M1+R3)

L'Approccio 2 quindi, utilizza un'unica combinazione di coefficienti parziali in cui le azioni permanenti e variabili sono amplificate secondo i coefficienti del gruppo (A1), i parametri del terreno sono fattorizzati con i coefficienti del gruppo (M1) e le resistenze vengono ridotte secondo i coefficienti del gruppo (R3). I parametri in gioco così fattorizzati possono essere utilizzati sia per le verifiche relative al terreno che per quelle degli elementi strutturali. Di seguito si riportano le tabelle così come contenute nella normativa:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Relazione sulle strutture e geotecnica

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

In riferimento alla verifica del sistema fondale nei confronti delle azioni derivanti dall'azione sismica, la Normativa specifica al punto 7.11.1 di porre i coefficienti parziali delle azioni pari *all'unità*, in accordo con la Combinazione di carico Sismica di cui al Cap. 2 della norma stessa.

Verifica Dell'insieme Terreno-Fondazioni

Il calcolo della capacità portante del terreno è stato estrapolato dalla Relazione Geologica che riporta il calcolo portanza ultima (**qu**) e del carico limite di progetto (**qd**) in condizioni statiche secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) definito dalle vigenti NTC 2018 e da considerare per le verifiche geotecniche. Visto il contesto litostratigrafico locale e la tipologia di fondazione, il calcolo di capacità portante più cautelativo e da assumere è quello in “condizioni non drenate”.

Si ha dunque:

Per un terreno fine in condizioni non drenate e con $\phi' = 0$ e $c = c_u$ l'espressione semplificata e cautelativa proposta da Terzaghi e aggiornata da Vesic diviene:

$$q_d = q_u / 2,3 = [(c_u \times N_c) + (y \times D \times N_q)] / 2,3$$

pertanto:

$$q_d = [(0,50 \times 5,14) + (0,0017 \times 130)] / 2,3 = [2,57 + 0,22] / 2,3 \text{ kg/cmq}$$

$$q_u = 2,79 \text{ kg/cmq (circa 280 kPa)}$$

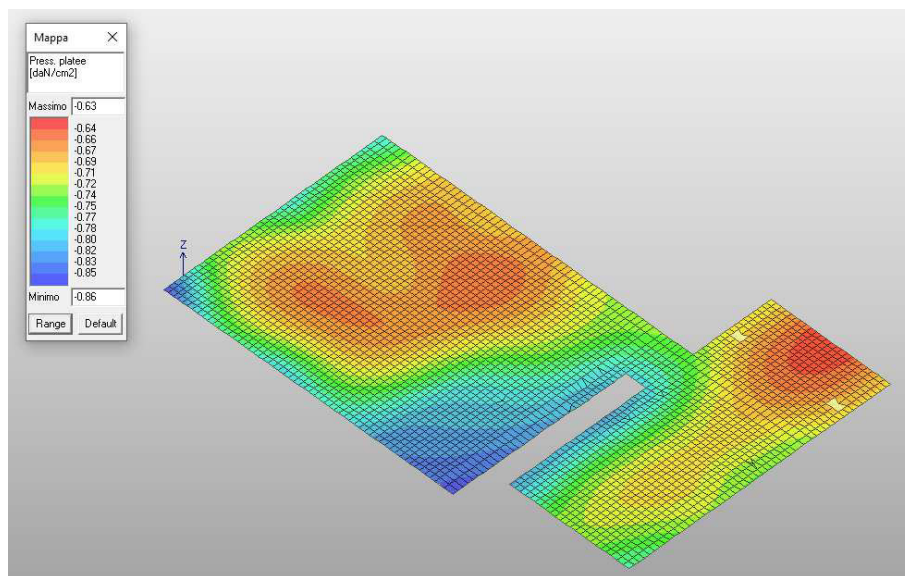
$$q_d = 1,21 \text{ kg/cmq (circa 120 kPa)}$$

Il valore della pressione di calcolo σ_d da utilizzare **per le verifiche** è pari a:

$$\sigma_d = \sigma_{\text{limite}} / \gamma_R = 279 \text{ kg/cm}^2 / 2,3 = 1,21 \text{ kg/cm}^2$$

Per quanto riguarda la verifica in condizioni statiche i coefficienti amplificativi delle azioni agenti sono gli stessi impiegati nella combinazione fondamentale, si ha quindi:

Relazione sulle strutture e geotecnica



Andamento delle pressioni sul terreno per combinazioni statiche $\sigma_{max} = -0,86 \text{ kg/cm}^2$

Come si vede, i massimi valori di pressione sono inferiori al limite calcolato:

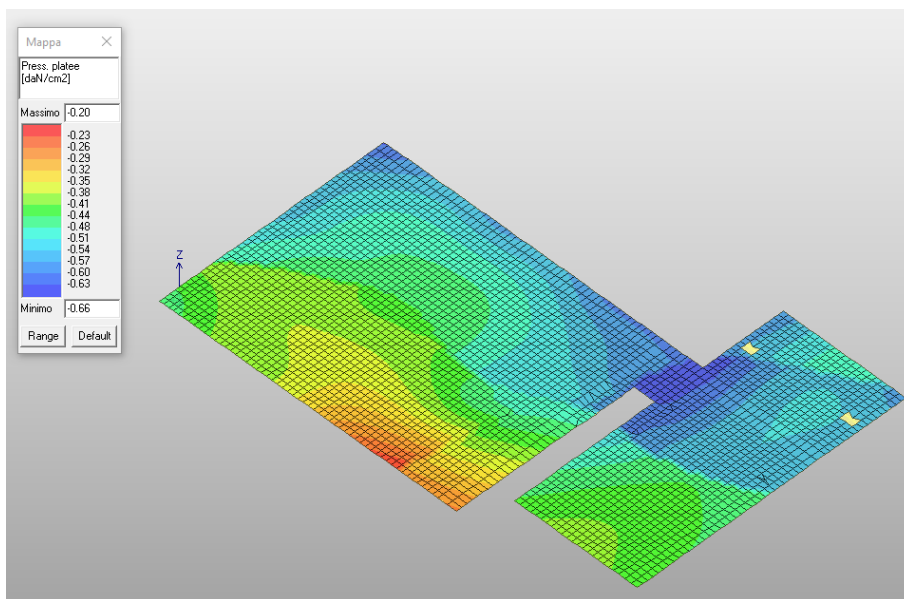
$$\sigma_{max} = -0,86 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_d = \sigma_{limite} / \gamma_R = 1,21 \text{ kg/cm}^2$$

Volendo svolgere la verifica di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme terreno-fondazione relativamente alla combinazione di carico Sismica, occorre far riferimento per la determinazione delle azioni al § 7.2.5. dove la normativa specifica che *il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:*

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

Poiché l'intera struttura, nei confronti delle azioni sismiche, è stata progettata assumendo un comportamento strutturale non dissipativo le verifiche possono essere condotte considerando direttamente le azioni trasmesse dalla struttura. Nella combinazione che risulta essere la più gravosa si ha:

Relazione sulle strutture e geotecnica



Andamento delle pressioni sul terreno per combinazioni statiche $\sigma_{max} = -0,66 \text{ kg/cm}^2$

Come si vede, i massimi valori di pressione sono inferiori al limite calcolato:

$$\sigma_{max} = -0,66 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_d = \sigma_{limite} / \gamma_R = 1,21 \text{ kg/cm}$$