

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero



DATI CATASTALI
FOGLIO 53A
P.LLE 1 | 12 | 1000

DATA: Marzo 2019

ELABORATO
STRUTTURALE

LOCULI

RELAZIONI STRUTTURALI

- Relazione di Calcolo
- Relazione Tecnica Generale
- Tabulato di Calcolo
- Relazione sui Materiali e Dosaggi
- Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni
- Relazione sulla Modellazione Sismica
- Validazione del Software
- Piano di Manutenzione della struttura

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE:

- CALCESTRUZZO DELLA STRUTTURA

Classe di Resistenza: C_{25/30}

Classe di Consistenza: S5

Classe di Esposizione: XC1 (Strut. in Elevazione)

Classe di Esposizione: XC2 (Strut. in Fondazione)

- ACCIAIO (Platea, Setti e Piastra)

Barre ad aderenza migliorata

Tipo B450C

fy nom. > 450 N/mm²

ft nom. > 540 N/mm²

- ACCIAIO DA CARPENTERIA

Tipo S275 (Armatura Micropali)

fy nom. > 275 N/mm²

ft nom. > 430 N/mm²

Normativa Tecnica Utilizzata
per la Proget. Strutturale:

D.M. 17/01/2018

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

.....

P.P.V. L'IMPRESA ESECUTRICE

IL COMMITTENTE

COMUNE DI GIUGLIANO
IN CAMPANIA

.....

Dirigente Ing. Giuseppe Sabini

P.P.V. IL DIRETTORE DEI LAVORI

.....

IL R.U.P.

.....

Geom. Giuliano Vassallo

Spazio riservato ai visti da parte degli enti preposti

P.P.V. IL COLLAUDATORE IN CORSO D'OPERA

.....

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

RELAZIONE DI CALCOLO

SOMMARIO

1	Premessa.....	2
2	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO.....	2
2.1	PROGETTO	2
3	METODO DI ANALISI E DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO.....	5
4	Caratteristiche dei materiali	5
5	Normativa adottata.....	5
6	Analisi dei carichi strutturali	5
6.1	CARICHI AGENTI SUI LOCULI E SUL SOLAIO DI COPERTURA.....	6
6.2	CALCOLO CARICO DA NEVE	7
7	Combinazioni delle azioni	8
7.1	DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA DI PROGETTO	9
7.1.1	Accelerazione di progetto.....	9
7.1.2	Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale.....	9
7.1.3	Periodo di riferimento dell'azione sismica	11
7.1.4	Individuazione della domanda sismica.....	11
7.1.5	Regolarita'dell'edificio	12
7.1.6	Descrizione della classe di duttilita' della struttura	12
8	Descrizione dei software di calcolo utilizzati	12
8.1	DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD	12
8.1.1	Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni	12
8.1.2	Verifiche delle membrature in cemento armato.....	14
8.1.3	Verifiche delle murature.....	14
8.1.4	Verifiche delle membrature in legno.....	15
9	Preferenze di analisi.....	15
10	Spostamenti e deformazioni.....	17
11	Conclusioni.....	20

1 PREMESSA

Nel presente elaborato, sono riportati i risultati delle analisi di calcolo relative ad un Progetto di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero del comune di Giugliano in Campania. La struttura portante è in c.a.

Il presente calcolo strutturale è relativo alla struttura portante dei nuovi loculi a cantera (loculi TIPO A), poiché le batterie di ossari (loculi TIPO B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale.

La struttura in cemento armato da realizzare sarà ubicata all'interno del Cimitero Comunale di Giugliano in Campania ed insiste su di un'area di sedime identificata in Catasto di Napoli al Foglio 53/A particelle 1-12-1000. Il calcolo è stato commissionato dal Dirigente dell'Unità di Progetto Ambiente e Lavori Pubblici Ing. Giuseppe Sabini per c/o dell'amministrazione comunale del comune di Giugliano in Campania.

Il codice di calcolo utilizzato è il SISMICAD 12.13 con licenza n. SW- 7542738.

2 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

2.1 PROGETTO

Il progetto consiste nella realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero del comune di Giugliano in Campania (v. fig 1-2)

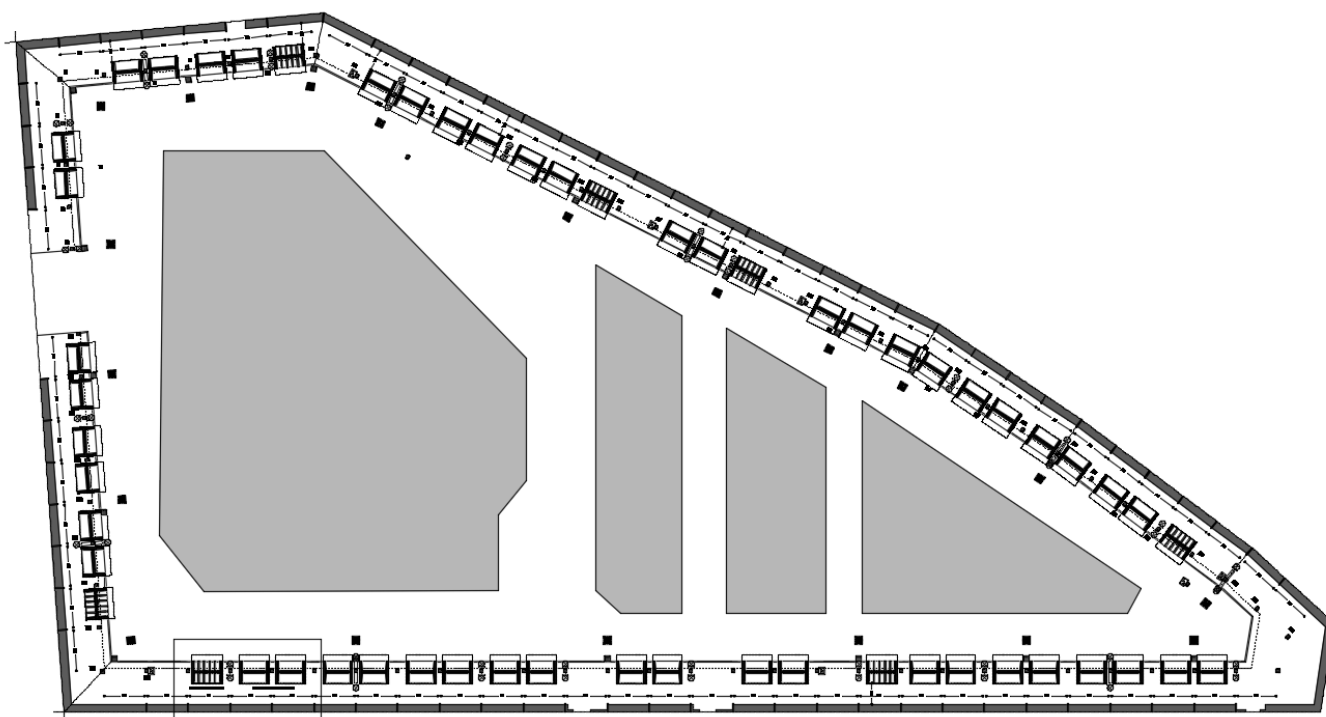
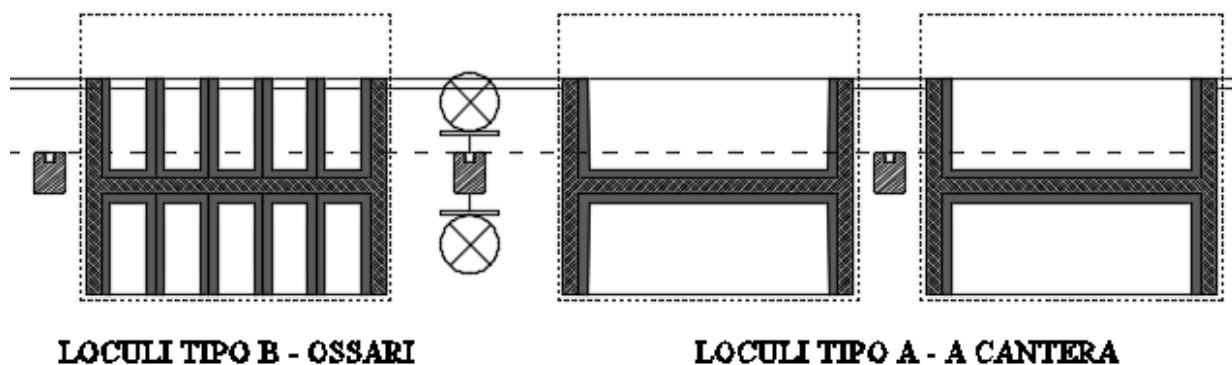


Fig. 1 – Nuovi loculi a cantera (Tipo A) ed ossari (Tipo B) da realizzare nel civico cimitero di Giugliano in Campania
– Planimetria generale



Nuovi loculi a cantera (Tipo A) ed ossari (Tipo B)

In dettaglio nel presente calcolo strutturale sono riportate le analisi relative ai nuovi loculi a cantera (Tipo A), in quanto gli ossari (Tipo B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale.

Le nuove strutture da realizzare (n. 50) presentano pianta rettangolare di dimensioni 2.86x2.10m ciascuna.

Il modello di calcolo è stato realizzato tenendo conto che sulla singola platea su 4 micropali, insistono due strutture in c.a. (v. fig 4). La struttura di fondazione è costituita da una platea in c.a. di spessore pari a 25cm su micropali di diametro $\varnothing 230\text{mm}$ e lunghezza pari a 6.00m. I micropali sono armati con profilato circolare in acciaio di diametro $\varnothing 114.3\text{mm}$ e spessore pari a 6.3 mm, munito di valvole per iniezione di malta di cemento in pressione.

In elevazione la struttura è costituita da pareti in c.a. di spessore pari a 20cm; la copertura sarà costituita da una piastra in c.a. di spessore pari a 10cm posta a quota +3.42m rispetto a l p.c. (+0.00m) (v. fig. 3-4).

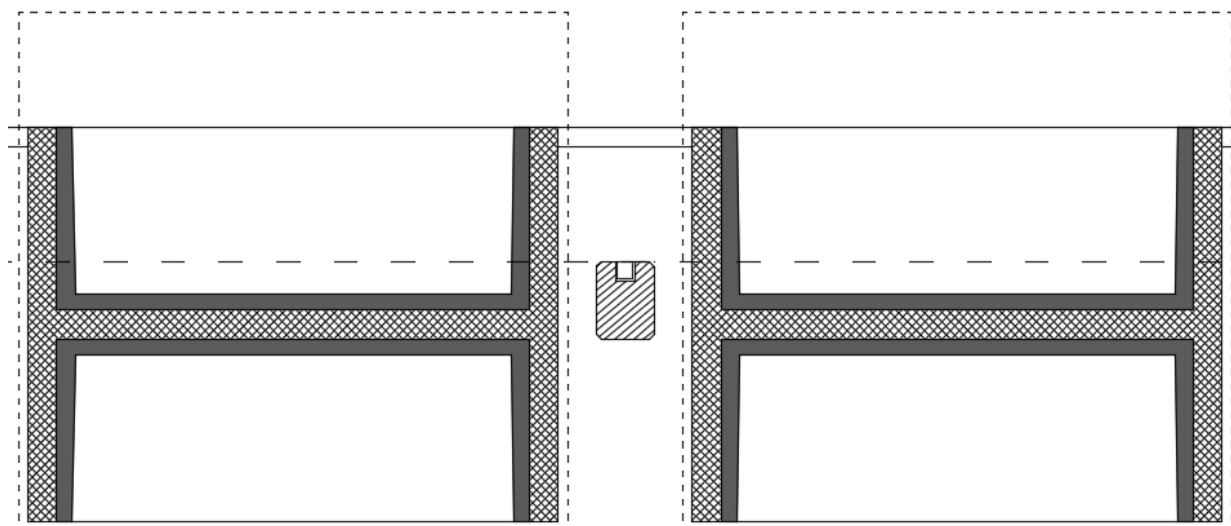


Fig. 3 – Loculi a cantera – Pianta

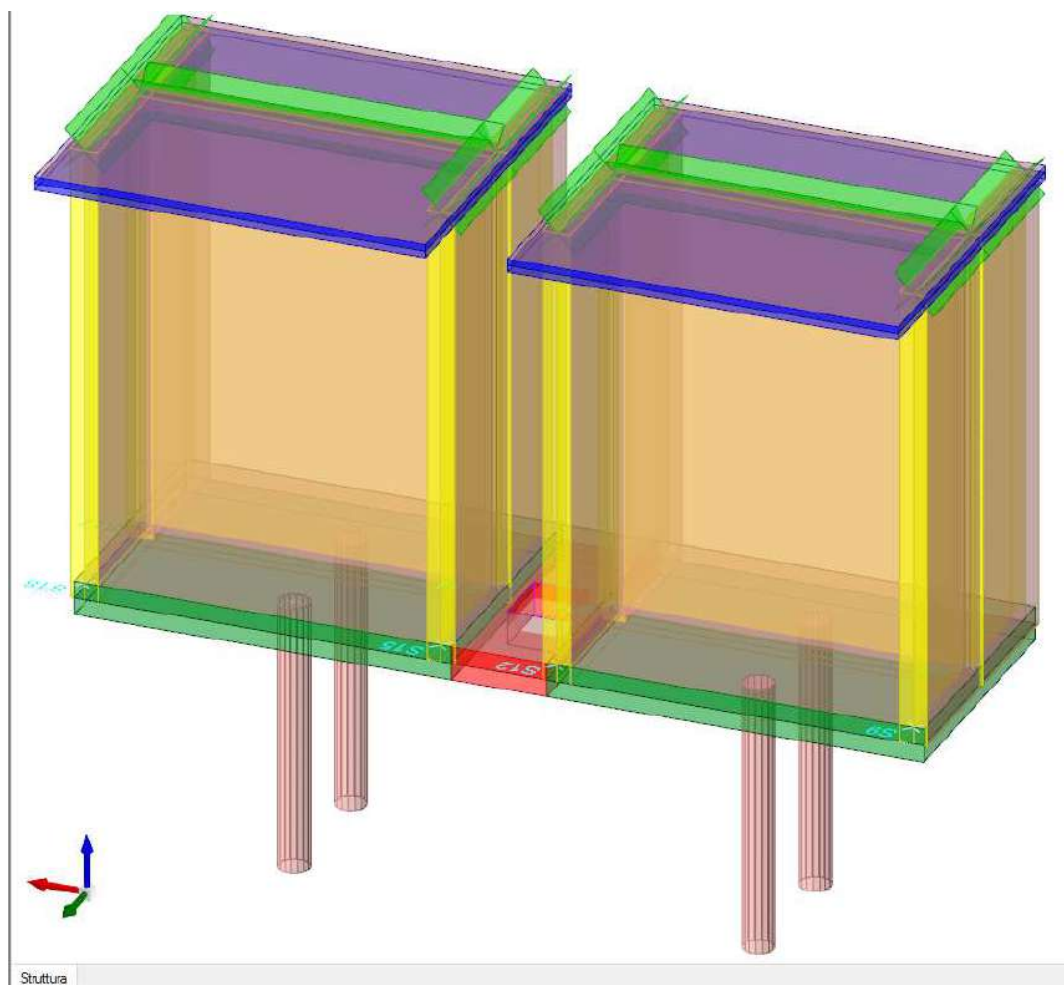


Fig. 4 – Struttura in c.a. nuovi loculi a cantera – vista 3D

La struttura portante è concepita in modo da ospitare n. 1 monoblocco di loculi a cantera prefabbricato di dimensioni 246x95x322cm (v. fig. 5) per ciascun lato; cioè n. 1 monoblocco di loculi avanti e n. 1 monoblocco di loculi indietro.

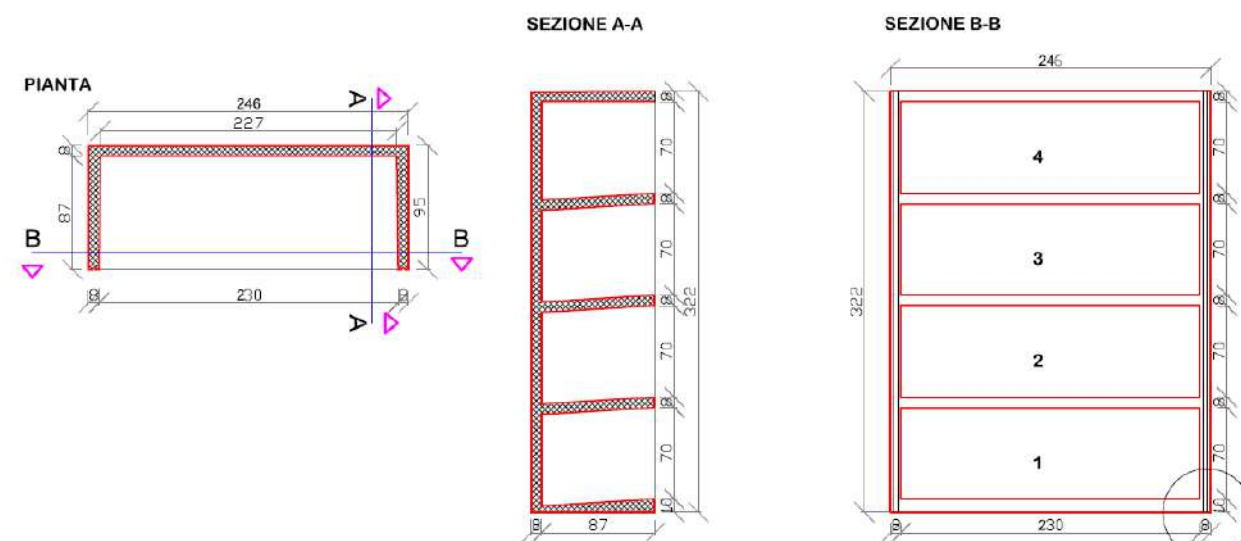


Fig. 5 – Monoblocco loculi a cantera (prefabbricato) – Pianta, sezioni

3 METODO DI ANALISI E DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO

Il metodo di analisi utilizzato per il calcolo della struttura progettata, è quello **dell'Analisi Lineare Dinamica**; in particolare si è provveduto:

- alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione (Analisi Modale);
 - al calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare, nella combinazione di questi effetti.
- Infine tale metodo ha consentito di valutare gli effetti dell'azione sismica sui sistemi dissipativi.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per le caratteristiche dei materiali da utilizzare per la realizzazione della nuova struttura si rimanda all'elaborato denominato "Relazione sui Materiali e dosaggi" allegato al presente calcolo strutturale.

5 NORMATIVA ADOTTATA

Le verifiche ed i procedimenti di calcolo adottati sono quelli propri della Scienza delle Costruzioni. Le disposizioni vigenti consistono nelle seguenti norme:

- D.M. 17.01.18:** Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni.
- Circ. n° 7 del 21.01.19:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- L. 5.11.71 n°1086:** Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. 285/90:** Regolamento di Polizia Mortuaria
- C.n°24 del 24/06/1993:** Circolare del Ministero della Sanità.

6 ANALISI DEI CARICHI STRUTTURALI

Di seguito vengono illustrate le analisi dei carichi agenti sulle strutture.

Tali carichi si distinguono in tre principali aliquote: pesi propri dei materiali, carichi permanenti non strutturali, e carichi variabili per costruzioni ad uso civile, nel rispetto delle indicazioni imposte dal D.M. 17.01.18, Circolare n. 7 del 21/01/2019 e dal D.P.R. n. 285/90.

Cat. A – D.P.R. n. 285/90

Cat. H – Coperture – Tab. 2.5.I

Neve (a quota <1000 m s.l.m.) – Tab. 2.5.I

6.1 CARICHI AGENTI SUI LOCULI E SUL SOLAIO DI COPERTURA

Carichi permanenti strutturali elementi in c.a.

Peso proprio platea di fondazione spessore 25cm: $G_{1\text{Platea}}=6,25$

KN/m^2

Peso proprio piastra di copertura spessore 10cm: $G_{1S10}=2,50$

KN/m^2

Peso proprio setti spessore 20cm: $G_{1S20}=5,00$

KN/m^2

I carichi agenti sui loculi sono indicati di seguito:

Carichi permanenti non strutturali:

Nella struttura in c.a. saranno collocati per ciascun lato n. 1 monoblocco di loculi a cantera prefabbricati del peso di 5000 Kg ciascuno; pertanto sulla platea di fondazione è stato considerato un carico a mq pari a: = 21.40 kN/m²

Si è tenuto in conto anche dell'intonaco sulle pareti e delle lastre di granito da apporre sul prospetto lungo. Tali carichi sono stati trasformati in carico a mq agente sulla platea di fondazione

Intonaco = 0.40 kN/m²
Lastre di granito = 1.20 kN/m²
 $G_2 = 23,00\text{kN/m}^2$

Sovraccarichi variabili:

Piastre prefabbricate (D.P.R .n. 285/90) = 2,50 kN/m²
 $q_k = 2,50\text{kN/m}^2$

Piastra di copertura (sp=10cm)

Carichi permanenti non strutturali:

Impermeabilizzazione del solaio di copertura + massetto pendenze = 0,50 kN/m²
 $G_2 = 0,50\text{kN/m}^2$

Sovraccarichi variabili:

Solai (Cat. H1 – Coperture accessibili per sola manutenzione – Tab. 3.1.II)
Accidentali (manutenzione) = 0,50 kN/m²
 $q_k = 0,50\text{kN/m}^2$

Neve (§ 3.4. NTC 18) = 0,50kN/m²
 $q_N = 0,50\text{kN/m}^2$

Il calcolo del carico da neve viene di seguito riportato

6.2 CALCOLO CARICO DA NEVE

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50$ kN/mq m $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ $a_s > 200$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50$ kN/mq m $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ $a_s > 200$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Taranto, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00$ kN/mq m $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ $a_s > 200$
●	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena.	$q_{sk} = 0,60$ kN/mq m $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ $a_s > 200$

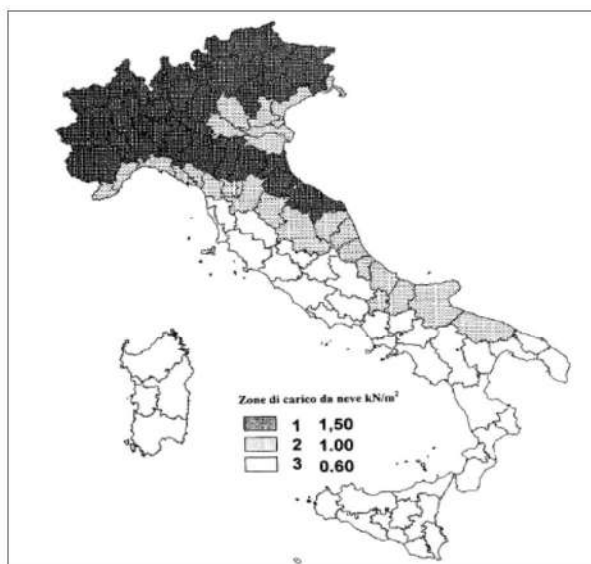
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
μ_i (coefficiente di forma)
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
C_E (coefficiente di esposizione)
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	95,7
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0,60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
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

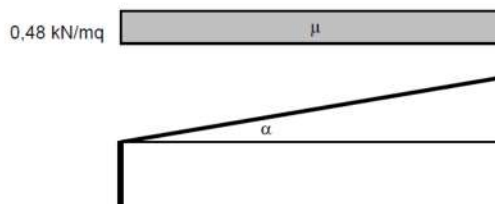
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0,60
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----



Nel modello di calcolo è stato considerato un valore del carico da neve pari a 50 kg/m².

7 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (NTC 17.01.18 par. 2.5.3):

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili ed industriali di tipo corrente:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Valori dei coefficienti di combinazione (NTC 17.01.18 par. 2.5.2. Tab. 2.5.1)

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei coefficienti parziali per le azioni (S.L.U.):

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (NTC 17.01.18 par. 2.6.1. Tab. 2.6.I):

7.1 DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA DI PROGETTO

7.1.1 ACCELERAZIONE DI PROGETTO

Ai fini del progetto strutturale allo stato limite ultimo, l'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è definita a partire dallo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ con le ordinate ridotte in ragione del fattore di struttura q .

7.1.2 LO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_c/T)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \eta F_o \cdot (T_c \cdot T_D / T^2)$$

Con $\eta=1$ per il coefficiente di smorzamento viscoso $\xi=5$.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie. A questo scopo, la norma fornisce la classificazione dei terreni sulla stima dei valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde sismiche di taglio entro i primi 30 metri di profondità.

Sono riscontrabili in letteratura diverse equazioni per la determinazione della velocità delle onde di taglio, nel caso in esame si è utilizzato la relazione di Imai:

$$V_s = 91 \cdot N^{0,337} \quad (\text{Imai, 1977})$$

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dell'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

Nel caso in esame il sottosuolo è classificabile nella **Categoria C**, definita "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180m/s e 360 m/s". (NTC 17.01.18 par. 2.4.1. Tab. 3.2.II).

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

Tabella di S_s e C_c in funzione della categoria del sottosuolo (NTC 17.01.18 par. 3.2 Tab. 3.2.IV):

I periodi T_c , T_B , T_D e F_o sono funzione del periodo di ritorno T_R :

$$T_c = C_c T_c^* \quad (\text{NTC 17/01/2018, eq. 3.2.5})$$

$$T_B = T_c/3 \quad (\text{NTC 17/01/2018, eq. 3.2.6})$$

$$T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6 \quad (\text{NTC 17/01/2018, eq. 3.2.7})$$

7.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, può essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dell'opera in esame è stata assunta $V_N = 50$ anni (DM 17.01.18 par. 2.4.1. Tab. 2.4.I).

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso della costruzione, in caso di azioni sismiche l'opera si può inquadrare in una **classe d'uso III**.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

Poiché la costruzione ha una classe d'uso III, il coefficiente d'uso è 1.5 (NTC 17.01.18 par. 2.4.3. Tab. 2.4.II).

7.1.4 INDIVIDUAZIONE DELLA DOMANDA SISMICA

L'individuazione della domanda sismica viene effettuata attraverso il suo **periodo di ritorno T_R** , determinato come:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (30 \text{ anni} \leq T_R \leq 2475 \text{ anni})$$

Gli stati limite di esercizio ed ultimi di seguito definiti, consentono di individuare quattro condizioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, fanno corrispondere una graduale crescita del danneggiamento della costruzione, ossia dell'insieme costituito dagli elementi strutturali, quelli non strutturali e da quelli impiantistici.

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti

strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva (NTC 17.01.18 par. 3.2.1. Tab. 3.2.1):

Tab. 3.2.1 – Probabilità di superamento P_v al variare dello stato limite considerato

Stati limite	P_v : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r	
Stati di limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati di limite ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

7.1.5 REGOLARITA' DELL'EDIFICIO

La struttura oggetto di analisi, si presenta: "**regolare in pianta**" in quanto rispetta tutte le condizioni previste dal punto 7.2.1 del D.M. 17/01/2018; "**regolare in altezza**" in quanto rispetta tutte le condizioni previste al punto 7.2.1 del D.M. 17/01/2018.

7.1.6 DESCRIZIONE DELLA CLASSE DI DUTTILITA' DELLA STRUTTURA

L'analisi della struttura è stata eseguita considerando la stessa in "**Classe di duttilità Bassa**", (punto 7.2.1 - Criteri generali delle costruzioni).

8 DESCRIZIONE DEI SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

8.1 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

Il programma di calcolo strutturale utilizzato per la modellazione e l'analisi sismica dell'edificio in oggetto, è il SismiCad 12.13 della casa produttrice CONCRETE di Padova.

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

8.1.1 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati

infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi

statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

8.1.2 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

8.1.3 VERIFICHE DELLE MURATURE

Per le murature è prevista la verifica a schiacciamento eccentrico secondo il metodo delle tensioni ammissibili o agli stati limite ai sensi del D.M. LL.PP. 20-11-87. In presenza di sisma analizzato secondo il DM 16-1-96 le verifiche possono essere condotte sulla base della Circ. LL.PP. 30-07-81 n.21745 e le direttive tecniche dei D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. 2153/98 in attuazione L.61/98. In particolare vengono svolte le verifiche a taglio, a ribaltamento ed a pressoflessione sia nel piano ortogonale che nel piano del maschio. Vengono inoltre evidenziati a richiesta i coefficienti richiesti dalla L.61/98. La verifica a taglio viene condotta utilizzando un solutore POR per i maschi compresi tra due piani orizzontali dichiarati infinitamente rigidi in sede in input dei livelli. I carichi verticali si pensano centrati e le variazioni di sforzo normale dovute alle azioni sismiche sono prese in conto a scelta dell'utente. Nel caso si utilizzi un modello non lineare (ad esempio per la presenza di tiranti o di fondazioni non reagenti al sollevamento) i carichi verticali comprendono sempre anche il contributo delle azioni sismiche. Le azioni orizzontali prese in conto sono per ogni piano la somma delle forze sismiche agenti al di sopra del piano. Ai fini della verifica POR la analisi del modello agli elementi finiti ha il solo scopo di determinare lo sforzo normale nei maschi murari. Gli effetti delle azioni orizzontali infatti vanno valutati con diverso solutore (POR). Ai maschi che non sono compresi tra piani rigidi e quindi anche ai maschi che sostengono le falde non può essere applicato un solutore POR. Per questi maschi le verifiche a taglio vengono eseguite, trascurando a favore di sicurezza il contributo della duttilità, a partire dai risultati della analisi elastica

forniti dal modello ad elementi finiti. I carichi verticali sono pensati centrati. Sia nel caso lineare che nel non lineare lo sforzo normale ed i tagli si ottengono per ogni combinazione sommando i contributi di tutte le condizioni di carico. In presenza di sisma analizzato secondo il D.M. 16-01-96 le verifiche a taglio, a pressoflessione nel piano e fuori piano e a ribaltamento possono essere eseguite secondo D.M. LL.PP 20-11-87. La analisi sismica può anche essere condotta secondo OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 con analisi statica lineare, analisi dinamica modale o analisi statica non lineare. Le verifiche a taglio, a pressoflessione nel piano e fuori piano vengono condotte nel rispetto della norma con distinzione tra edifici nuovi ed edifici esistenti. Nel caso di analisi elastica le murature sono modellate con elementi bidimensionali (shell); nel caso di analisi statica non lineare le murature sono modellate con un particolare elemento finito monodimensionale a comportamento bilineare elastico perfettamente plastico.

8.1.4 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN LEGNO

Le verifiche delle aste in legno possono essere condotte con il metodo alle tensioni ammissibili nello spirito delle DIN 1052 o con il metodo agli stati limiti secondo D.M. 14-01-08 o Eurocodice 5.

9 PREFERENZE DI ANALISI

Di seguito si riportano le impostazioni di analisi utilizzate per il modello analizzato:

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Tipo di costruzione prestazioni ordinari	2 - Costruzioni con livelli di
Vn	50
Classe d'uso	III
Vr	75
Tipo di analisi	Lineare dinamica
Località	Napoli, Giugliano In Campania;
Latitudine ED50 40,9349° (40° 56'	6'''); Longitudine ED50 14,1941° (14°
11' 39''); Altitudine s.l.m.	95,69 m.
Categoria del suolo mediamente addensati o terreni	C - Depositi di terreni a grana grossa a grana fina mediamente consistenti
Categoria topografica rilievi isolati con	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e inclinazione media $i \leq 15^\circ$
Ss orizzontale SLO	1.5
Tb orizzontale SLO	0.16 [s]
Tc orizzontale SLO	0.481 [s]
Td orizzontale SLO	1.81 [s]
Ss orizzontale SLD	1.5
Tb orizzontale SLD	0.167 [s]
Tc orizzontale SLD	0.501 [s]
Td orizzontale SLD	1.867 [s]
Ss orizzontale SLV	1.4603
Tb orizzontale SLV	0.179 [s]
Tc orizzontale SLV	0.538 [s]
Td orizzontale SLV	2.252 [s]
Ss verticale	1
Tb verticale	0.05 [s]
Tc verticale	0.15 [s]
Td verticale	1 [s]
St	1
PVr SLO (%)	81

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Elaborato Strutturale

Tr SLO	45.16	
Ag/g SLO	0.0525	
Fo SLO	2.355	
Tc* SLO	0.312	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.0668	
Fo SLD	2.377	
Tc* SLD	0.331	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.1629	
Fo SLV	2.452	
Tc* SLV	0.369	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	CD"B"	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[m]
Regolarità in pianta	Si	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a pareti accoppiate	
$q_0=3.0*\alpha_u/\alpha_1$		
au/α1 C.A.	Strutture a pareti accoppiate o miste	
equivalenti a pareti $\alpha_u/\alpha_1=1.2$		
Kw	0.843	
Edificio esistente	No	
T1,x	4.23733	[s]
T1,y	5.77386	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ SLV,y	1	
Numero modi	10	
Metodo di Ritz	applicato	
Limite spostamenti interpiano	0.0033	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	3.03	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	3.03	
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3	
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3	
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7	
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15	

10 SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI

Di seguito si mostrano le deformate relative ai due modi principali di vibrare dell'edificio; nella tabella si riportano per ciascun modo di vibrare, il periodo di vibrazione e la percentuale di massa partecipante:

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot. X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa sX: massa partecipante in direzione Sisma X. Il valore è adimensionale.

Massa sY: massa partecipante in direzione Sisma Y. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 1

Traslazione Y: 1

Traslazione Z: 0

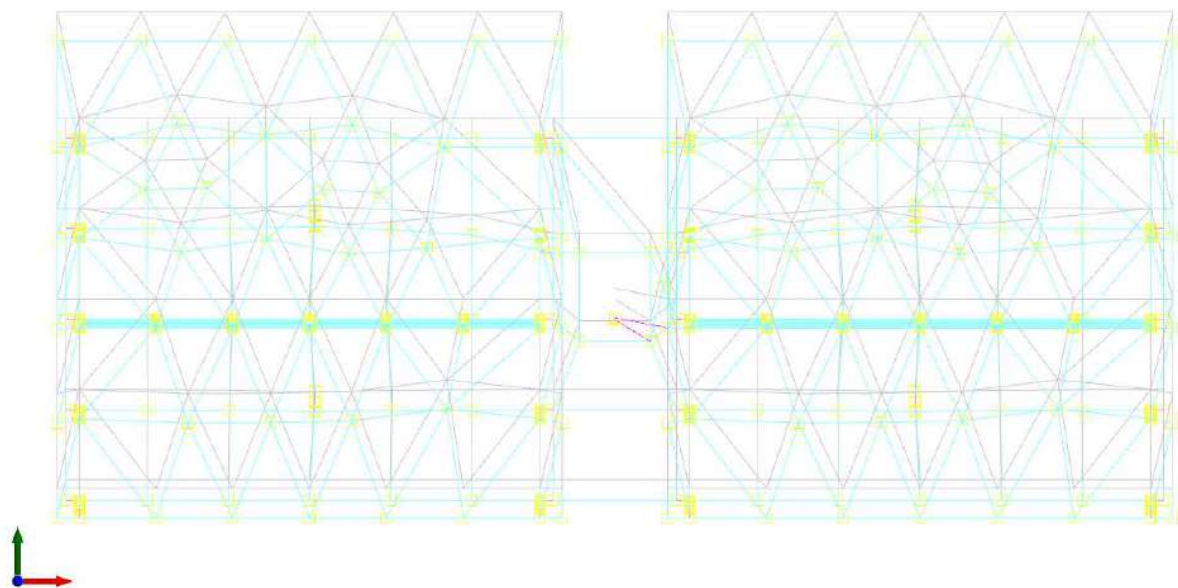
Rotazione X: 1

Rotazione Y: 1

Rotazione Z: 1

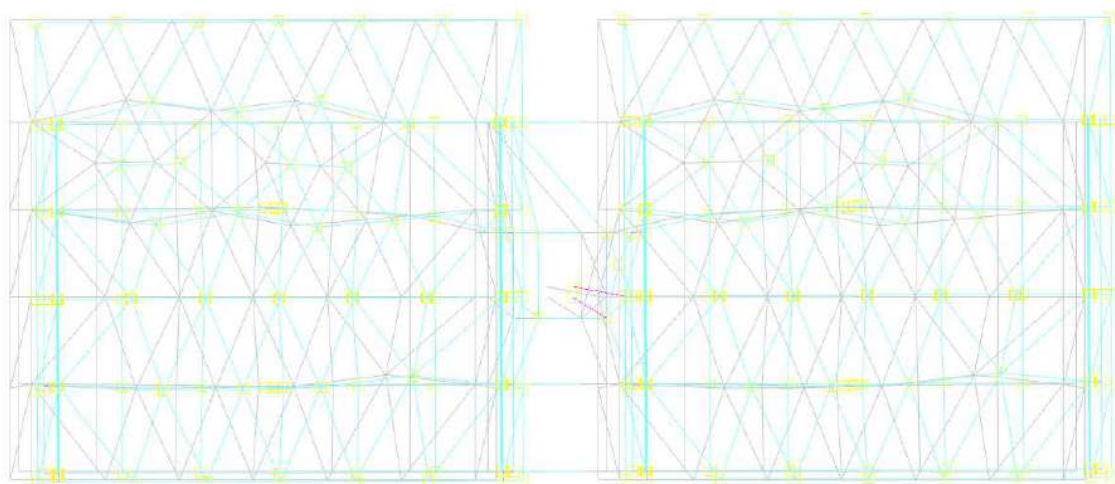
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	5.773864905	0	0.990508477	0	0.922940089	0	0.902188055	0	0.990508477
2	4.785488012	0.00476718	0.00000001	0	0.000000009	0.004727153	0.076099538	0.00476718	0.00000001
3	4.237334402	0.994867384	0	0	0	0.871354639	0.013060341	0.994867384	0
4	0.543730081	0	0.009491512	0	0.077059886	0	0.008645896	0	0.009491512
5	0.241851087	0.000365428	0	0	0	0.123914638	0.00000613	0.000365428	0
6	0.226702239	0.000000008	0	0	0.000000008	0.000003402	0	0.000000008	0
7	0.079776968	0	0	0	0.000000005	0	0	0	0
8	0.066972882	0	0	0	0	0.0000000073	0.0000000034	0	0
9	0.043282208	0	0	0	0	0.0000000042	0.0000000006	0	0
10	0.00871449	0	0	0	0.000000002	0	0	0	0

Come si evince dalla tabella precedente, i modi di vibrare che eccitano le maggiori percentuali di massa sono il 1° ed il 3° modo; di seguito se ne riportano le deformate.



Spostamenti in 1° modo di vibrare

Deformata – 1° modo di vibrare

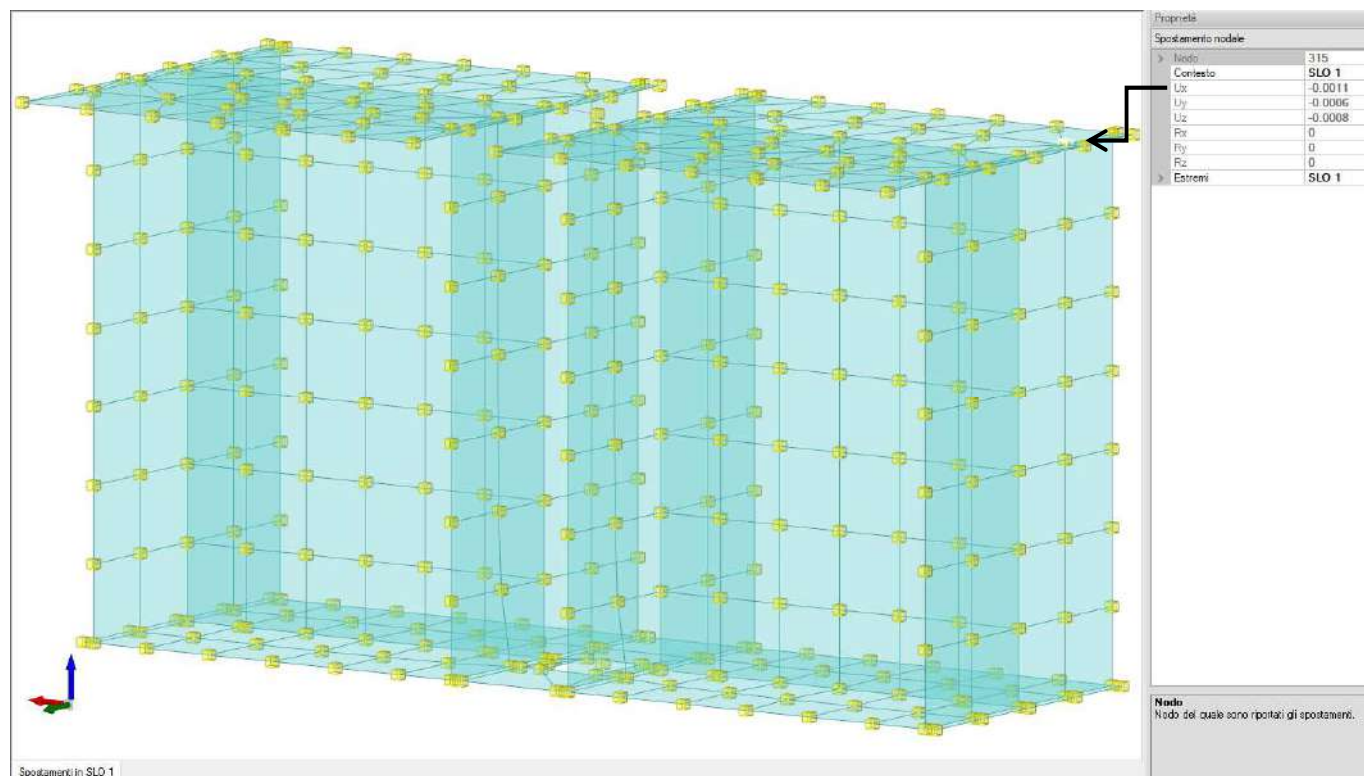


Spostamenti in 3° modo di vibrare

Deformata – 3° modo di vibrare

Per quanto riguarda la struttura in c.a., la deformazione in condizioni sismiche assume valori accettabili in quanto lo spostamento relativo è inferiore al valore limite $SLO = 0,003333h$.

A titolo di esempio si verifica lo spostamento interpiano dell'ultimo livello nella combinazione SLO1: nei grafici seguenti si riporta lo spostamento nella condizione SLO1



Deformata in condizione SLO1 – spostamenti assoluti nodo di copertura (cm)

Come si evince dalle didascalie delle figure precedenti, lo spostamento relativo di interpiano in SLO1 è pari a:

$$U_x = 0.0011 \text{ cm} < 0.003333 \times H = 0.003333 \times 342 = 1.14 \text{ cm.}$$

Pertanto la verifica degli spostamenti, per una combinazione scelta a campione è verificata.

Il programma di calcolo ha comunque eseguito le verifiche degli spostamenti per tutte le combinazioni di carico e risultano soddisfatte.

Si sottolinea che gli spostamenti relativi di interpiano sono stati calcolati applicando il fattore di duttilità in spostamento μ_d secondo quanto prescritto dal DM 17/01/2018 par. 7.3.3.3 come si evince dalle note di calcolo del software impiegato di seguito riportate

- 📄 Masse partecipanti
- 📄 Spostamenti interpiano
- 📄 Spostamenti relativi d'interpiano entro i limiti (limite = 0.003333; spostamenti calcolati applicando il fattore di duttilità in spostamento $\mu_d = 1$ secondo D.M. 17-01-18 §7.3.3.3)
 Massimo: 0 tra i nodi 84 e 366 (Famiglia "SLO", combinazione 11)
- 📄 Valutazione effetti secondo ordine
- 📄 Valutazione tipologia C.A.

Note di calcolo del software Sismicad 12.13 relative agli spostamenti di interpiano

11 CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al § 10.2 NTC18, il progettista strutturale assevera di aver:

1. Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software Sismicad 12.13 e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
2. Controllato accuratamente i tabulati di calcolo.
3. Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
4. Esaminati gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n° 64/74, n° 1086/71, DM 17/01/2018 (Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni) e Circ. n. 7 del 21/01/2019.

Giugliano lì, Marzo 2019

Il progettista strutturale

Allegato

- Documentazione comprovante la validità del software utilizzato.

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

RELAZIONE TECNICA GENERALE

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO	2
2.1. Progetto.....	2
3. METODO DI ANALISI E DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO	5
4. Caratteristiche dei materiali	5
5. Normativa adottata	5
6. Analisi dei carichi strutturali	6
7. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	7
8. Definizione dell'azione sismica di progetto	9
8.1. Accelerazione di progetto	9
8.2. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale	9
8.3. Periodo di riferimento dell'azione sismica	10
8.4. Individuazione della domanda sismica	10
8.5. Regolarita' dell'edificio	12
8.6. Descrizione della classe di duttilita' della struttura	12
9. Sintesi dei risultati e Conclusioni	12
9.1. Preferenze di analisi	12
9.2. Spostamenti e deformazioni	14
10. CONCLUSIONI	18

1. PREMESSA

Nel presente elaborato è riportata la descrizione delle opere oggetto del presente calcolo strutturale. Il progetto consiste nella realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel Cimitero del Comune di Giugliano in Campania. La struttura portante è in c.a.

Il presente calcolo strutturale è relativo alla struttura portante dei nuovi loculi a cantera (loculi TIPO A), poiché le batterie di ossari (loculi TIPO B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale.

La struttura in cemento armato da realizzare sarà ubicata all'interno del Cimitero Comunale di Giugliano in Campania ed insiste su di un'area di sedime identificata in Catasto di Napoli al Foglio 53/A particelle 1-12-1000. Il calcolo è stato commissionato dal Dirigente dell'Unità di Progetto Ambiente e Lavori Pubblici Ing. Giuseppe Sabini per c/o dell'amministrazione comunale del comune di Giugliano in Campania.

Il codice di calcolo utilizzato è il SISMICAD 12.13 con licenza n. SW- 7542738.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

2.1. Progetto

Il progetto consiste nella realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero del comune di Giugliano in Campania (v. fig 1-2)

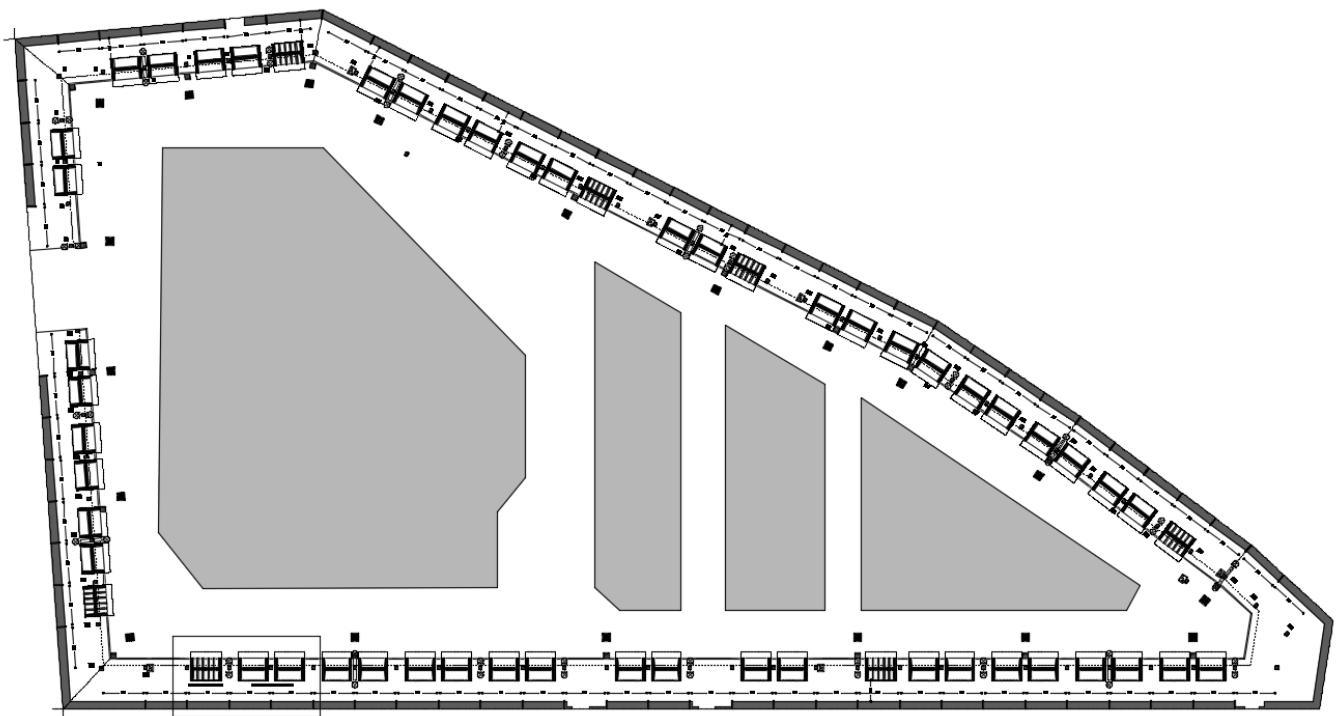
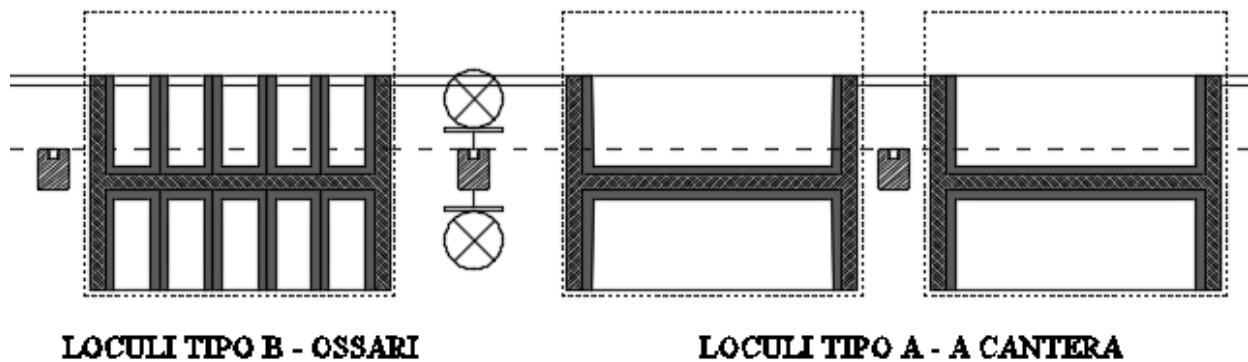


Fig. 1 – Nuovi loculi a cantera (Tipo A) ed ossari (Tipo B) da realizzare nel civico cimitero di Giugliano in Campania –

Planimetria generale



Nuovi loculi a cantera (Tipo A) ed ossari (Tipo B)

In dettaglio nel presente calcolo strutturale sono riportate le analisi relative ai nuovi loculi a cantera (Tipo A), in quanto gli ossari (Tipo B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale.

Le nuove strutture da realizzare (n. 50 – Loculi a Cantera) presentano pianta rettangolare di dimensioni 2.86x2.10m ciascuna.

Il modello di calcolo è stato realizzato tenendo conto che sulla singola platea su 4 micropali, insistono due strutture in c.a. (v. fig 4).

La struttura di fondazione è costituita da una platea in c.a. di spessore pari a 25cm su micropali di diametro Ø230mm e lunghezza pari a 6.00m.

In elevazione la struttura è costituita da pareti in c.a. di spessore pari a 20cm; la copertura sarà costituita da una piastra in c.a. di spessore pari a 10cm posta a quota +3.42m rispetto a l p.c. (+0.00m) (v. fig. 3-4).

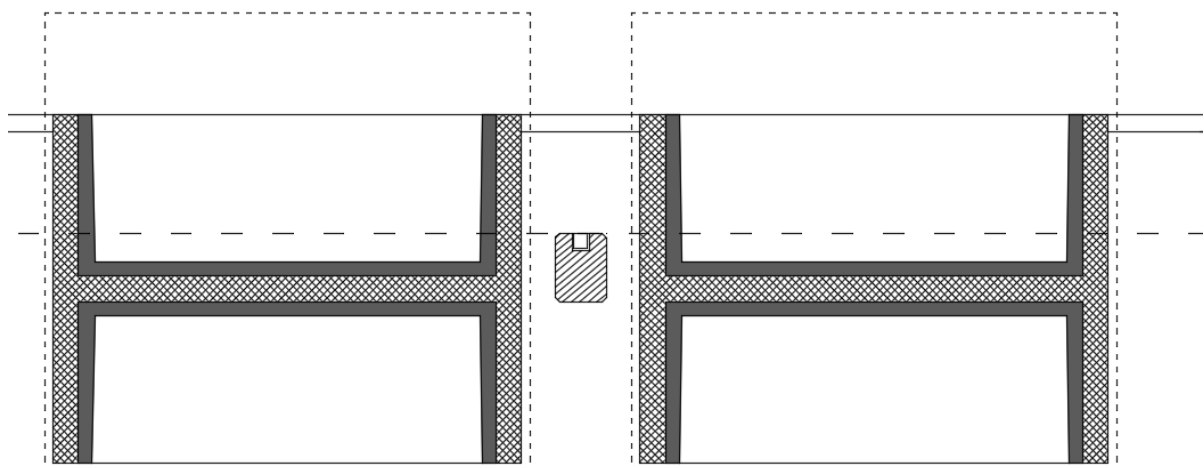


Fig. 3 – Loculi a cantera – Pianta

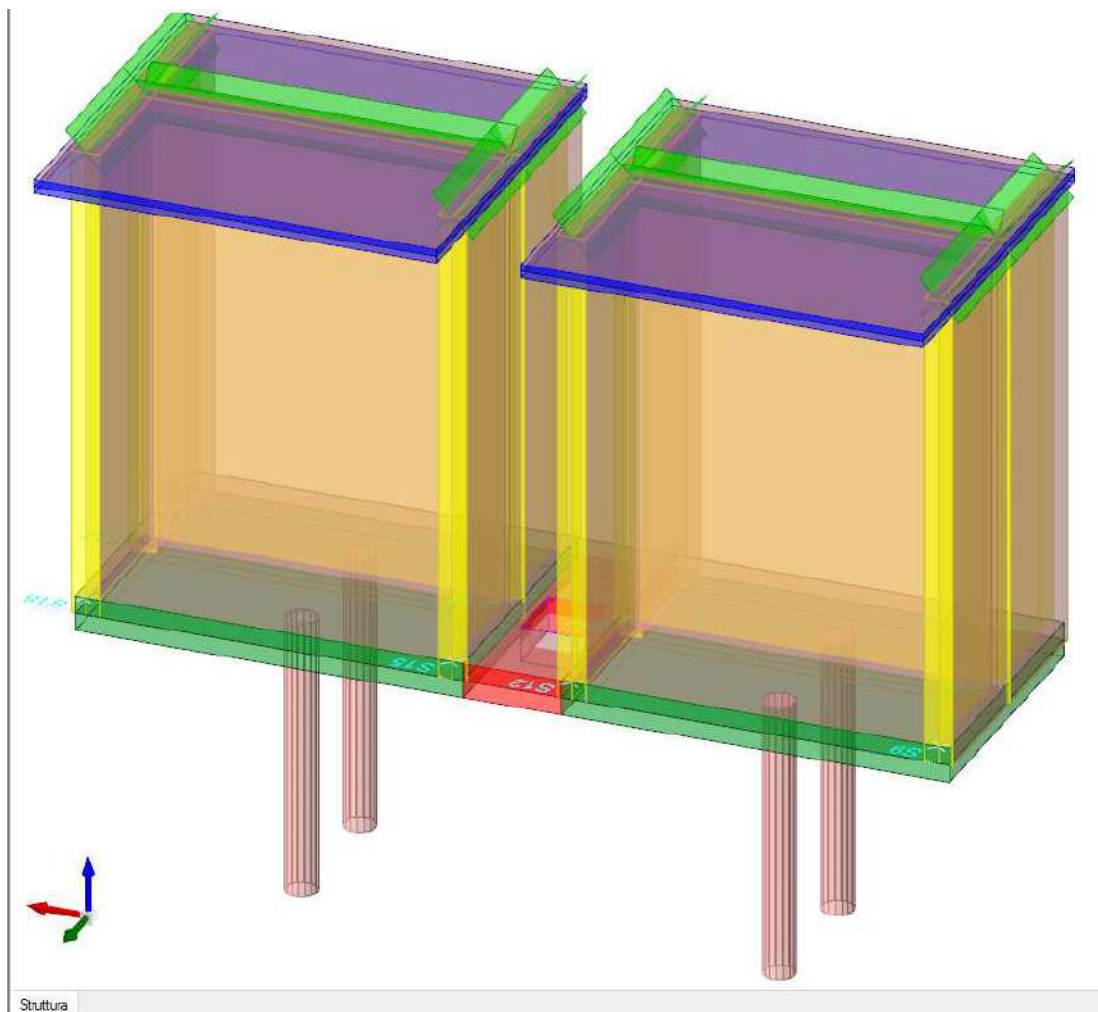


Fig. 4 - Struttura in c.a. nuovi loculi a cantera - vista 3D

La struttura portante è concepita in modo da ospitare n. 1 monoblocco di loculi a cantera prefabbricato di dimensioni 246x95x322cm (v. fig. 5) per ciascun lato; cioè n. 1 monoblocco di loculi avanti e n. 1 monoblocco di loculi indietro.

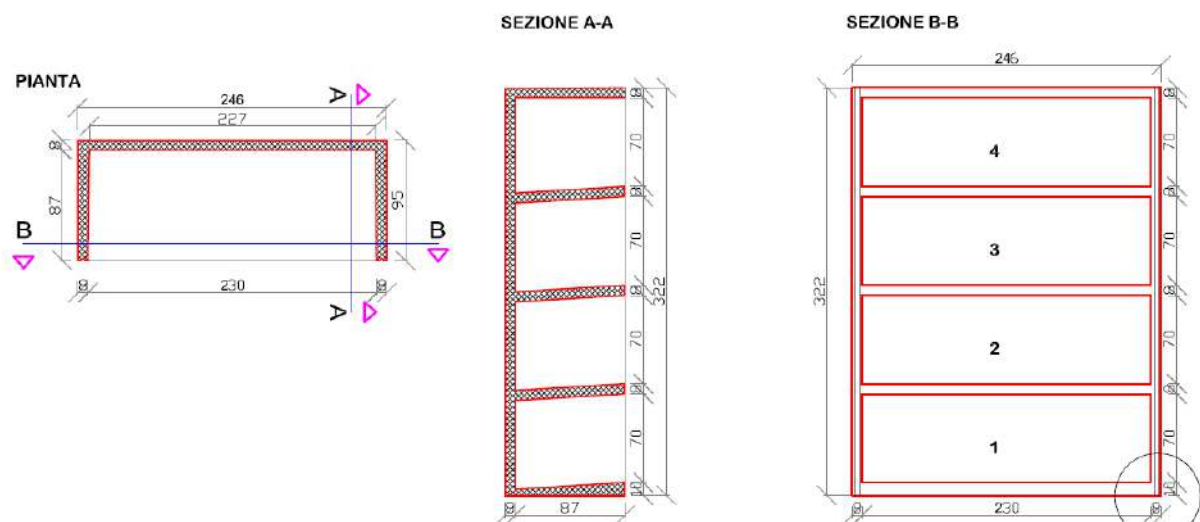


Fig. 5 - Monoblocco loculi a cantera (prefabbricato) - Pianta, sezioni

3. METODO DI ANALISI E DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO

Il metodo di analisi utilizzato per il calcolo della struttura progettata, è quello **dell'Analisi**

Lineare Dinamica; in particolare si è provveduto:

- alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione (Analisi Modale);
- al calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare, nella combinazione di questi effetti.

Infine tale metodo ha consentito di valutare gli effetti dell'azione sismica sui sistemi dissipativi.

4. Caratteristiche dei materiali

Per le caratteristiche dei materiali da utilizzare per la realizzazione della nuova struttura si rimanda all'elaborato denominato "Relazione sui Materiali e dosaggi" allegato al presente calcolo strutturale.

5. Normativa adottata

Le verifiche ed i procedimenti di calcolo adottati sono quelli propri della Scienza delle Costruzioni. Le disposizioni vigenti consistono nelle seguenti norme:

D.M. 17.01.18: Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni.

Circ. n° 7 del 21.01.19: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

L. 5.11.71 n°1086: Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.P.R. 285/90: Regolamento di Polizia Mortuaria

C.n°24 del 24/06/1993: Circolare del Ministero della Sanità.

6. Analisi dei carichi strutturali

Di seguito vengono illustrate le analisi dei carichi agenti sulle strutture.

Tali carichi si distinguono in tre principali aliquote: pesi propri dei materiali, carichi permanenti non strutturali, e carichi variabili per costruzioni ad uso civile, nel rispetto delle indicazioni imposte dal D.M. 17.01.18, Circolare n. 7 del 21/01/2019 e dal D.P.R .n. 285/90.

Cat. A – D.P.R .n. 285/90

Cat. H – Coperture – Tab. 2.5.I

Neve (a quota <1000 m s.l.m.) – Tab. 2.5.I

CARICHI AGENTI SUI LOCULI E SUL SOLAIO DI COPERTURA

Carichi permanenti strutturali elementi in c.a.

Peso proprio platea di fondazione spessore 25cm:

$$G_{1\text{Platea}}=6,25$$

KN/m²

Peso proprio piastra di copertura spessore 10cm:

$$G_{1S10}=2,50$$

KN/m²

Peso proprio setti spessore 20cm:

$$G_{1S20}=5,00$$

KN/m²

I carichi agenti sui loculi sono indicati di seguito:

Carichi permanenti non strutturali:

Nella struttura in c.a. saranno collocati per ciascun lato n. 1 monoblocco di loculi a cantera prefabbricati del peso di 5000 Kg ciascuno; pertanto sulla platea di fondazione è stato considerato un carico a mq pari a:

$$= 21.40 \text{ kN/m}^2$$

Si è tenuto in conto anche dell'intonaco sulle pareti e delle lastre di granito da apporre sul prospetto lungo. Tali carichi sono stati trasformati in carico a mq agente sulla platea di fondazione

Intonaco

$$= 0.40 \text{ kN/m}^2$$

Lastre di granito

$$= 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 23,00 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili:

Piastre prefabbricate (D.P.R .n. 285/90)

$$= 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Piastra di copertura (sp=10cm)

Carichi permanenti non strutturali:

Impermeabilizzazione del solaio di copertura + massetto pendenze

$$= 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarichi variabili:

Solai (Cat. H1 – Coperture accessibili per sola manutenzione – Tab. 3.1.II)

Accidentali (manutenzione)

$$= 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Neve (§ 3.4. NTC 18)

$$= 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_N = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

7. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (NTC

17.01.18 par. 2.5.3):

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili ed industriali di tipo corrente:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Valori dei coefficienti di combinazione (NTC 17.01.18 par. 2.5.2. Tab. 2.5.I)

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei coefficienti parziali per le azioni (S.L.U.):

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (NTC 17.01.18 par. 2.6.1. Tab. 2.6.I):

8. Definizione dell'azione sismica di progetto

8.1. Accelerazione di progetto

Ai fini del progetto strutturale allo stato limite ultimo, l'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è definita a partire dallo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ con le ordinate ridotte in ragione del fattore di struttura q .

8.2. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_C/T) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \eta F_o \cdot (T_C \cdot T_D / T^2)
 \end{aligned}$$

Con $\eta=1$ per il coefficiente di smorzamento viscoso $\xi=5\%$.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie. A questo scopo, la norma fornisce la classificazione dei terreni sulla stima dei valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde sismiche di taglio entro i primi 30 metri di profondità.

Sono riscontrabili in letteratura diverse equazioni per la determinazione della velocità delle onde di taglio, nel caso in esame si è utilizzato la relazione di Imai:

$$V_s = 91 \cdot N^{0,337} \quad (\text{Imai, 1977})$$

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dell'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

Nel caso in esame il sottosuolo è classificabile nella **Categoria C**, definita *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s compresi tra 180 m/s e 360 m/s (NTC 17/01/18 par. 3.2 Tab. 3.2.II). Per la categoria di suolo di fondazione in cui ricade l'opera, si definiscono i seguenti parametri:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

Tabella di S_s e C_c in funzione della categoria del sottosuolo (NTC 17.01.18 par. 3.2 Tab. 3.2.IV):

I periodi T_C , T_B , T_D e F_0 sono funzione del periodo di ritorno T_R :

$$T_C = C_c T_c^* \quad (\text{NTC } 17/01/2018, \text{ eq. } 3.2.5)$$

$$T_B = T_C/3 \quad (\text{NTC } 17/01/2018, \text{ eq. } 3.2.6)$$

$$T_D = 4,0 (a_g / g) + 1,6 \quad (\text{NTC } 17/01/2018, \text{ eq. } 3.2.7)$$

8.3. Periodo di riferimento dell'azione sismica

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, può essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dell'opera in esame è stata assunta $V_N = 50$ anni (D.M. N.T.C. 17/01/2018 par. 2.4.1. Tab. 2.4.I).

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso della costruzione, in caso di azioni sismiche l'opera si può inquadrare in una **classe d'uso III**.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

Poiché la costruzione ha una classe d'uso II, il coefficiente d'uso è 1.5 (D.M. N.T.C. 17/01/2018 par. 2.4.1. Tab. 2.4.I).

8.4. Individuazione della domanda sismica

L'individuazione della domanda sismica viene effettuata attraverso il suo **periodo di ritorno T_R** , determinato come:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (30 \text{ anni} \leq T_R \leq 2475 \text{ anni})$$

Gli stati limite di esercizio ed ultimi di seguito definiti, consentono di individuare quattro condizioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, fanno corrispondere una graduale crescita del danneggiamento della costruzione, ossia dell'insieme costituito dagli elementi strutturali, quelli non strutturali e da quelli impiantistici.

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella (D.M. 17/01/18 – Aggiornamento delle N.T.C. par. 3.2.1. Tab. 3.2.I):

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

Stati limite	P _v : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _r	
Stati di limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati di limite ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

8.5. Regolarità dell'edificio

La struttura oggetto di analisi, si presenta: "**regolare in pianta**" in quanto rispetta tutte le condizioni previste dal punto 7.2.1 del D.M. 17/01/2018; "**regolare in altezza**" in quanto rispetta tutte le condizioni previste al punto 7.2.1 del D.M. 17/01/2018.

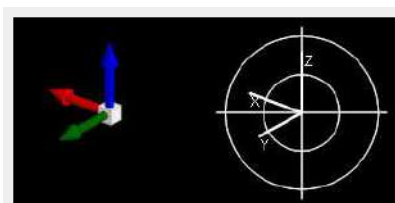
8.6. Descrizione della classe di duttilità della struttura

L'analisi della struttura è stata eseguita considerando la stessa in "**Classe di duttilità Bassa**", (punto 7.2.1 - Criteri generali delle costruzioni).

9. Sintesi dei risultati e Conclusioni

Per la individuazione analitica e spaziale delle aste, la descrizione di dettaglio delle dimensioni geometriche dei vari elementi, il modello con indici, nonché le verifiche di tutti gli elementi strutturali, si rimanda al tabulato di calcolo.

In riferimento all'orientamento delle immagini, detto $x=1$, $y=2$ e $z=3$, il sistema di riferimento adottato è il seguente:



Le verifiche della struttura sono state effettuate mediante l'analisi lineare dinamica con spettro di risposta.

9.1. Preferenze di analisi

Di seguito si riportano le impostazioni di analisi utilizzate per il modello analizzato:

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
Vn	50
Classe d'uso	III
Vr	75
Tipo di analisi	Lineare dinamica
Località	Napoli, Giugliano In Campania;
Latitudine ED50	40,9349° (40° 56'6'');
Longitudine ED50	14,1941° (14° 11' 39'');

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Relazione Generale

Altitudine s.l.m.	95,69 m.		
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti		
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$		
Ss orizzontale SLO	1.5		
Tb orizzontale SLO	0.16	[s]	
Tc orizzontale SLO	0.481	[s]	
Td orizzontale SLO	1.81	[s]	
Ss orizzontale SLD	1.5		
Tb orizzontale SLD	0.167	[s]	
Tc orizzontale SLD	0.501	[s]	
Td orizzontale SLD	1.867	[s]	
Ss orizzontale SLV	1.4603		
Tb orizzontale SLV	0.179	[s]	
Tc orizzontale SLV	0.538	[s]	
Td orizzontale SLV	2.252	[s]	
Ss verticale	1		
Tb verticale	0.05	[s]	
Tc verticale	0.15	[s]	
Td verticale	1	[s]	
St	1		
PVr SLO (%)	81		
Tr SLO	45.16		
Ag/g SLO	0.0525		
Fo SLO	2.355		
Tc* SLO	0.312	[s]	
PVr SLD (%)	63		
Tr SLD	75.43		
Ag/g SLD	0.0668		
Fo SLD	2.377		
Tc* SLD	0.331	[s]	
PVr SLV (%)	10		
Tr SLV	711.84		
Ag/g SLV	0.1629		
Fo SLV	2.452		
Tc* SLV	0.369	[s]	
Smorzamento viscoso (%)	5		
Classe di duttilità	CD"B"		
Rotazione del sisma	0	[deg]	
Quota dello '0' sismico	0	[m]	
Regolarità in pianta	Si		
Regolarità in elevazione	Si		
Edificio C.A.	Si		
Tipologia C.A.	Strutture a pareti accoppiate $q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$		
α_u / α_1 C.A.	Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2Kw$		
Edificio esistente	No		
T1,x	4.23733	[s]	

T1,y	5.77386	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ SLV,y	1	
Numero modi	10	
Metodo di Ritz	applicato	
Limite spostamenti interpiano	0.0033	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	3.03	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	3.03	
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3	
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione		
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3	
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7	
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15	

9.2. Spostamenti e deformazioni

Di seguito si mostrano le deformate relative ai due modi principali di vibrare dell'edificio; nella tabella si riportano per ciascun modo di vibrare, il periodo di vibrazione e la percentuale di massa partecipante:

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot. X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa sX: massa partecipante in direzione Sisma X. Il valore è adimensionale.

Massa sY: massa partecipante in direzione Sisma Y. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 1

Traslazione Y: 1

Traslazione Z: 0

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Relazione Generale

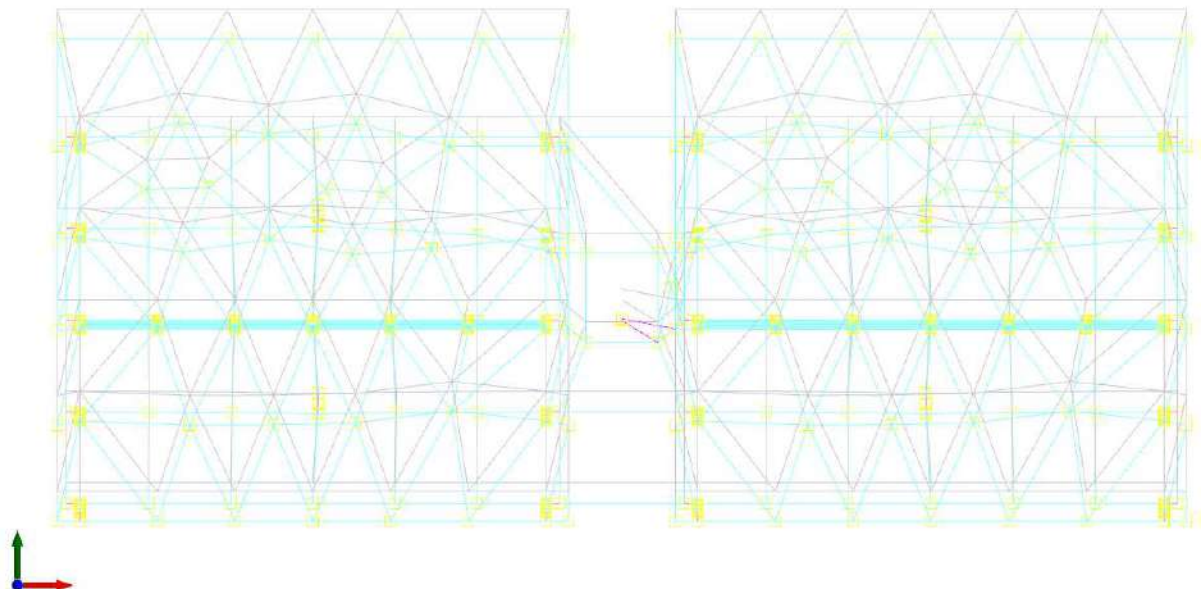
Rotazione X: 1

Rotazione Y: 1

Rotazione Z: 1

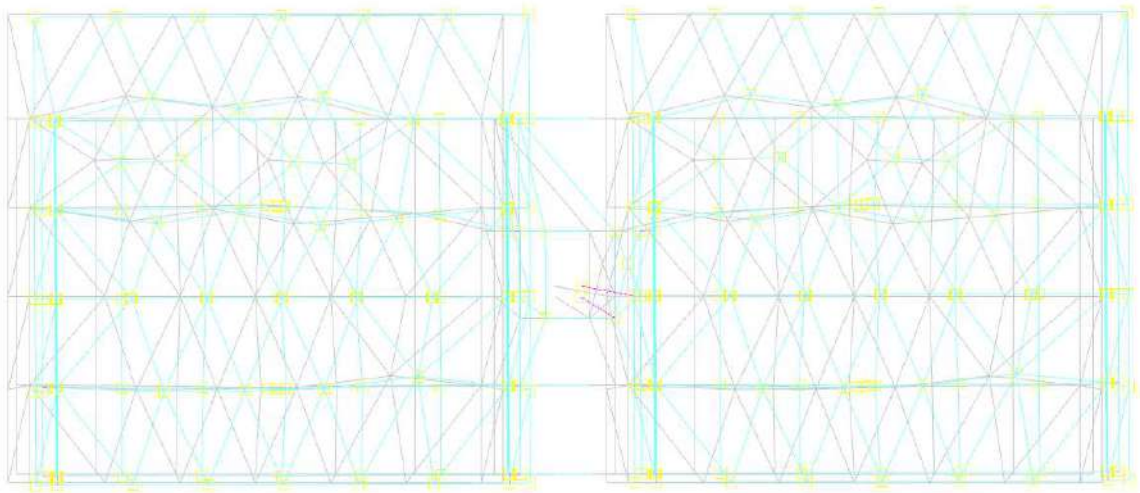
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	5.773864905	0	0.990508477	0	0.922940089	0	0.902188055	0	0.990508477
2	4.785488012	0.00476718	0.00000001	0	0.000000009	0.004727153	0.076099538	0.00476718	0.00000001
3	4.237334402	0.994867384	0	0	0	0.871354639	0.013060341	0.994867384	0
4	0.543730081	0	0.009491512	0	0.077059886	0	0.008645896	0	0.009491512
5	0.241851087	0.000365428	0	0	0	0.123914638	0.00000613	0.000365428	0
6	0.226702239	0.000000008	0	0	0.000000008	0.000003402	0	0.000000008	0
7	0.079776968	0	0	0	0.000000005	0	0	0	0
8	0.066972882	0	0	0	0	0.0000000073	0.0000000034	0	0
9	0.043282208	0	0	0	0	0.0000000042	0.0000000006	0	0
10	0.00871449	0	0	0	0.000000002	0	0	0	0

Come si evince dalla tabella precedente, i modi di vibrare che eccitano le maggiori percentuali di massa sono il 1° ed il 3° modo; di seguito se ne riportano le deformate.



Spostamenti in 1° modo di vibrare

Deformata – 1° modo di vibrare

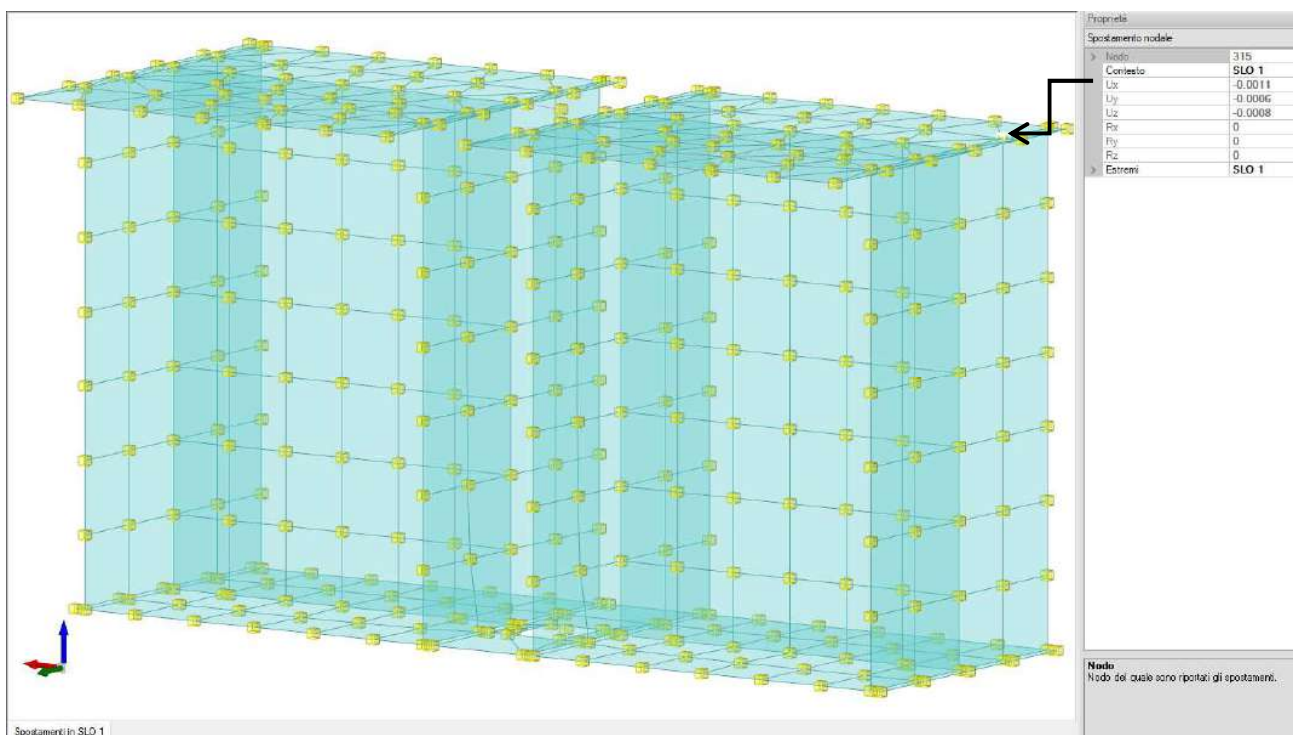


Spostamenti in 3° modo di vibrare

Deformata – 3° modo di vibrare

Per quanto riguarda la struttura in c.a., la deformazione in condizioni sismiche assume valori accettabili in quanto lo spostamento relativo è inferiore al valore limite SLO = 0,003333h.

A titolo di esempio si verifica lo spostamento interpiano dell'ultimo livello nella combinazione SLO1: nei grafici seguenti si riporta lo spostamento nella condizione SLO1



Deformata in condizione SLO1 – spostamenti assoluti nodo di copertura (cm)







Come si evince dalle didascalie delle figure precedenti, lo spostamento relativo di interpiano in SLO1 è pari a:

$$U_x = 0.0011 \text{ cm} < 0.003333 \times H = 0.003333 \times 342 = 1.14 \text{ cm.}$$

Pertanto la verifica degli spostamenti, per una combinazione scelta a campione è verificata.

Il programma di calcolo ha comunque eseguito le verifiche degli spostamenti per tutte le combinazioni di carico e risultano soddisfatte.

Si sottolinea che gli spostamenti relativi di interpiano sono stati calcolati applicando il fattore di duttilità in spostamento μ_d secondo quanto prescritto dal DM 17/01/2018 par. 7.3.3.3 come si evince dalle note di calcolo del software impiegato di seguito riportate

-  Masse partecipanti
-  Spostamenti interpiano
-  Spostamenti relativi d'interpiano entro i limiti (limite = 0,003333; spostamenti calcolati applicando il fattore di duttilità in spostamento $\mu_d = 1$ secondo D.M. 17-01-18 §7.3.3.3)
-  Massimo: 0 tra i nodi 84 e 366 (Famiglia "SLO", combinazione 11)
-  Valutazione effetti secondo ordine
-  Valutazione tipologia C.A.

Note di calcolo del software Sismicad 12.13 relative agli spostamenti di interpiano

10. CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al §10.2 NTC18, il progettista strutturale assevera di aver:

1. Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software Sismicad 12.13 e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
2. Controllato accuratamente i tabulati di calcolo.
3. Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
4. Esaminati gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n° 64/74, n° 1086/71, DM 17/01/2018 (Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni) e Circ. n. 7 del 21/01/2019.

Giugliano lì, Marzo 2019

Il progettista strutturale

Allegato

- Documentazione comprovante la validità del software utilizzato.

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

TABULATO DI CALCOLO

Sommario

Sommario.....	1
Premessa	3
1 Normative	3
2 Dati generali	18
2.1 Materiali.....	18
2.1.1 Materiali c.a.....	18
2.1.2 Curve di materiali c.a.....	18
2.1.3 Armature	18
2.1.4 Acciai.....	19
2.1.4.1 Proprietà acciai base.....	19
2.1.4.2 Proprietà acciai CNR 10011.....	19
2.1.4.3 Proprietà acciai CNR 10022.....	19
2.1.4.4 Proprietà acciai EC3	19
2.2 Sezioni.....	19
2.2.1 Sezioni in acciaio.....	19
2.2.1.1 Profili singoli in acciaio	19
2.2.1.1.1 Tubi tondi	19
2.2.1.2 Caratteristiche inerziali sezioni in acciaio	20
2.2.1.2.1 Caratteristiche inerziali principali sezioni in acciaio.....	20
2.2.1.2.2 Caratteristiche inerziali momenti sezioni in acciaio.....	20
2.2.1.2.3 Caratteristiche inerziali taglio sezioni in acciaio	20
2.3 Fondazioni.....	20
2.3.1 Pali	20
2.3.1.1 Micropali.....	20
2.4 Terreni.....	20
3 Dati di definizione	22
3.1 Preferenze commessa.....	22
3.1.1 Preferenze di analisi.....	22
3.1.2 Spettri D.M. 17-01-18.....	23
3.1.3 Preferenze di verifica.....	31
3.1.3.1 Normativa di verifica in uso	31
3.1.3.2 Normativa di verifica C.A.....	31
3.1.3.3 Normativa di verifica legno	31
3.1.3.4 Normativa di verifica acciaio	31
3.1.4 Preferenze FEM	32
3.1.5 Moltiplicatori inerziali	32
3.1.6 Preferenze di analisi non lineare FEM.....	32
3.1.7 Preferenze di analisi carichi superficiali.....	32
3.1.8 Preferenze del suolo	32
3.1.9 Preferenze progetto muratura	33
3.2 Azioni e carichi	33
3.2.1 Azione del vento.....	33
3.2.2 Azione della neve.....	33
3.2.3 Condizioni elementari di carico	33
3.2.4 Combinazioni di carico	34
3.2.5 Definizioni di carichi lineari.....	37
3.2.6 Definizioni di carichi superficiali.....	37
3.3 Quote.....	38
3.3.1 Livelli	38
3.3.2 Tronchi	38
3.4 Sondaggi del sito.....	38
3.5 Elementi di input.....	42
3.5.1 Fili fissi	42
3.5.1.1 Fili fissi di piano.....	42
3.5.2 Piastre C.A.	42
3.5.2.1 Piastre C.A. di piano	42
3.5.3 Pareti C.A.	43
3.5.4 Fondazioni profonde.....	43
3.5.5 Pali	43
3.5.5.1 Pali di piano	43
3.5.6 Carichi lineari	44

3.5.6.1 Carichi lineari di piano.....	44
3.5.7 Fori su piastre e carichi superficiali	44
3.5.7.1 Fori di piano	44
4 Verifiche.....	44
4.1 Verifiche pareti C.A.	44
4.2 Verifiche piastre C.A.....	50
Piastra a "Copertura".....	50
Piastra a "Copertura".....	52
Piastra a "Fondazione".....	53
4.3 Verifiche pali.....	54
5 Conclusioni	63

PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportate le verifiche di tutti gli elementi strutturali relativi ai loculi a cantera (Tipo A) da realizzare nel Cimitero del comune di Giugliano in Campania.

La struttura portante è in c.a. Il presente calcolo strutturale è relativo alla struttura portante dei nuovi loculi a cantera, poiché gli ossari (loculi TIPO B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale.

Il codice di calcolo utilizzato è il SISMICAD 12.13 con licenza n. SW- 7542738.

1 Normative

D.M. LL. PP. 11-03-88

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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

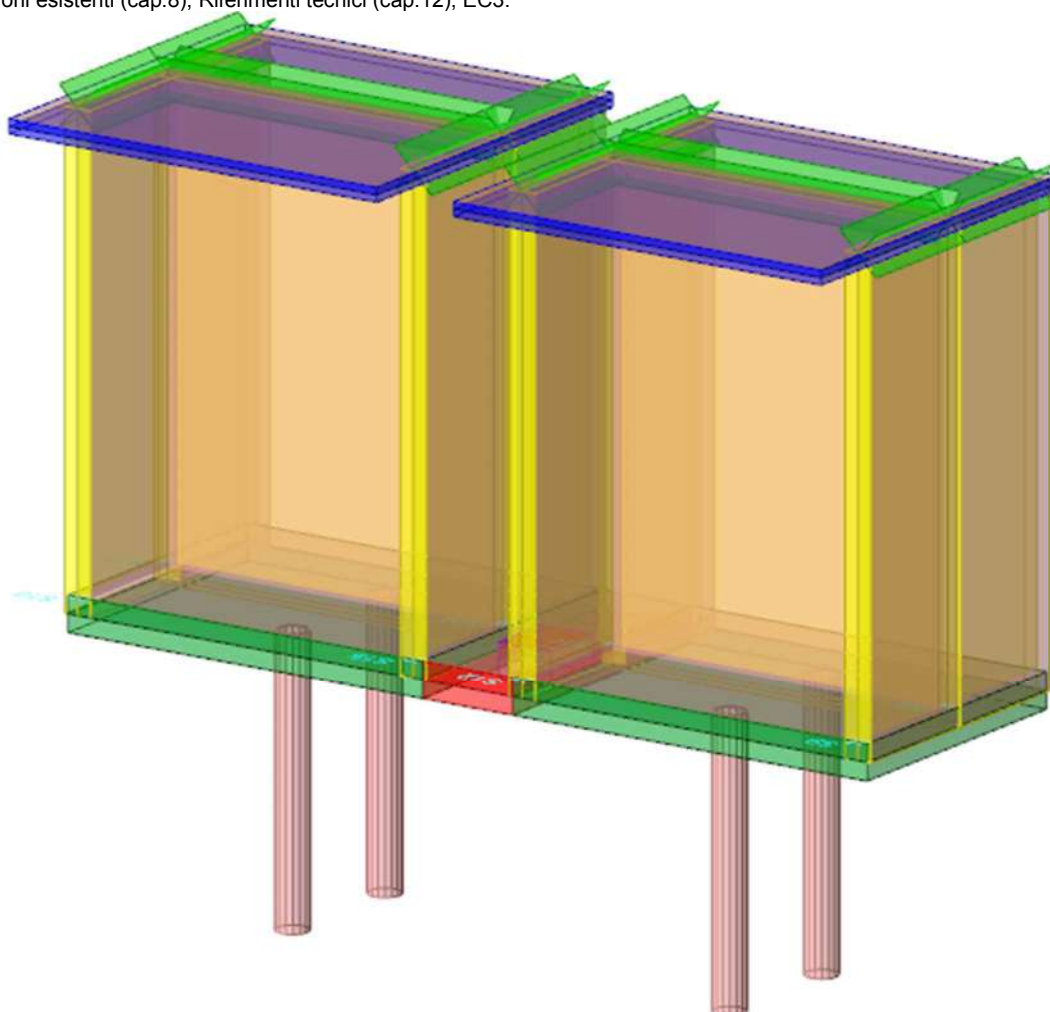
Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88

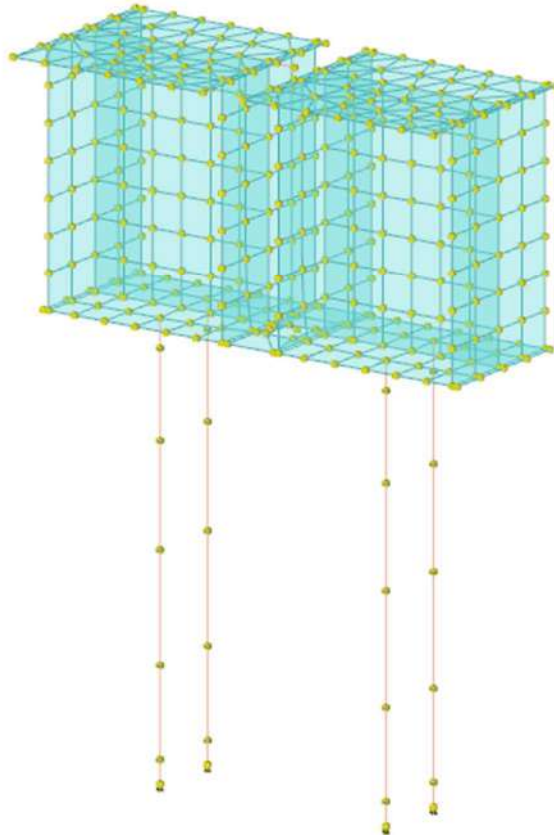
Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

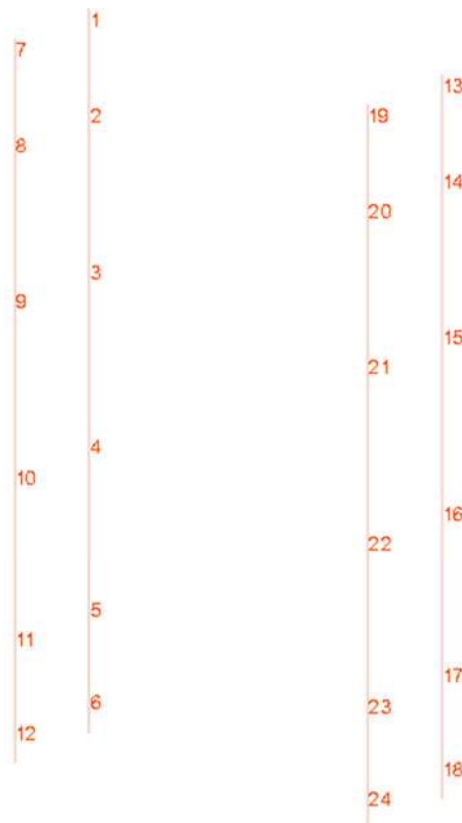
Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.



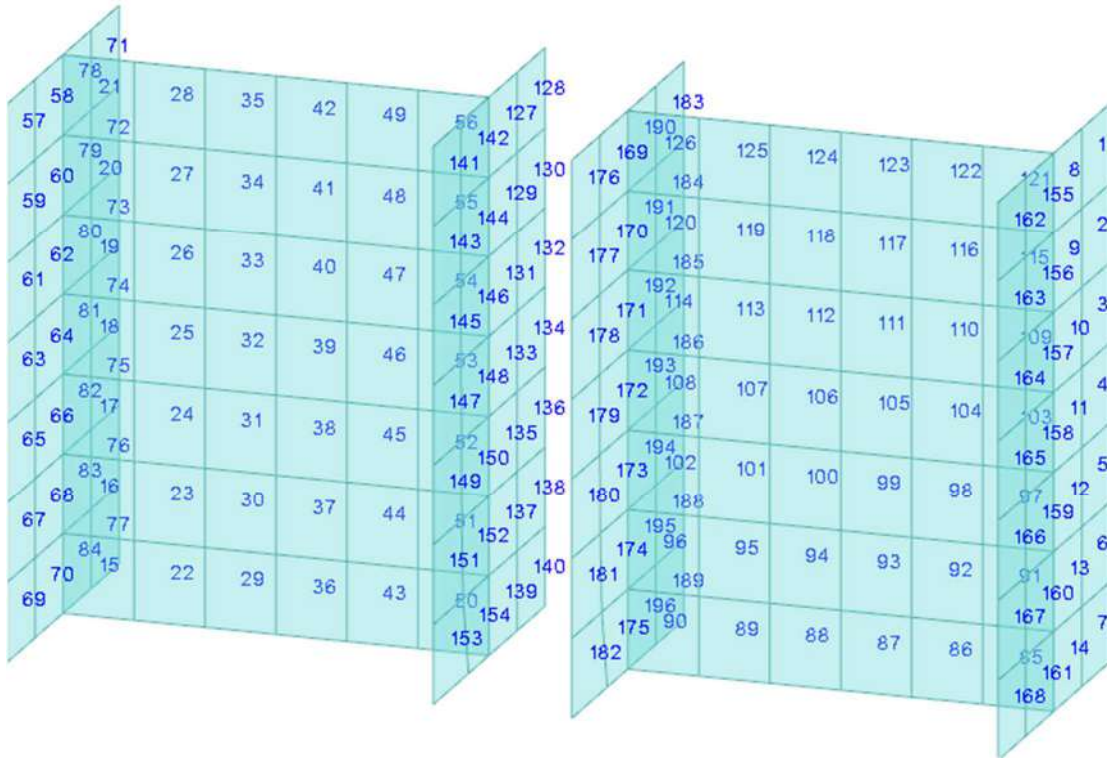
Struttura 3D



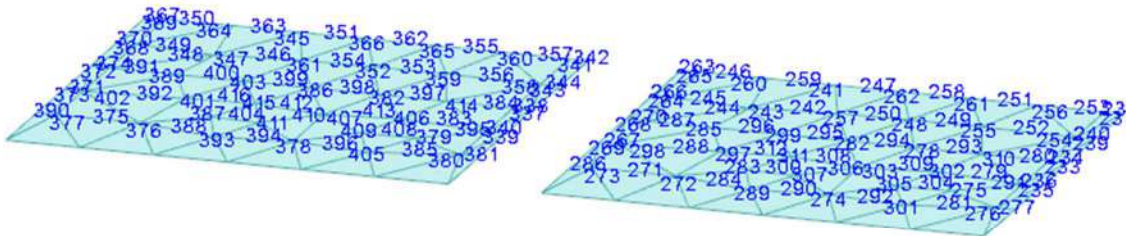
Modello FEM



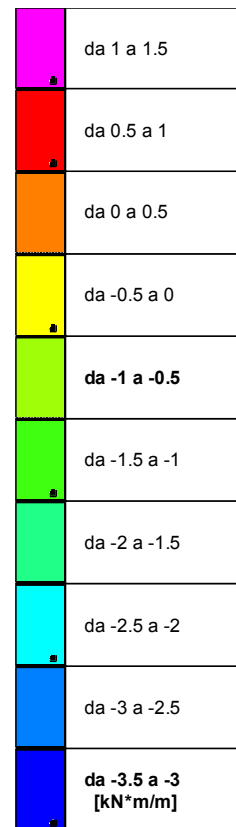
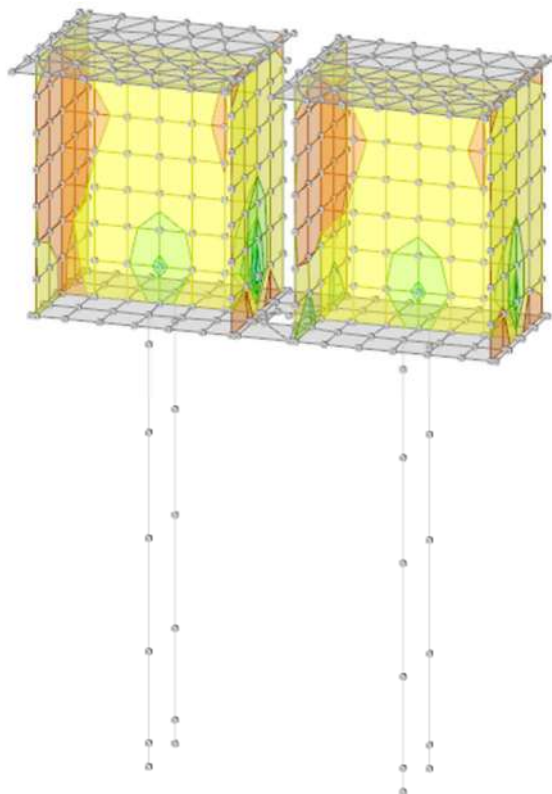
Indici aste di micropali in c.a.



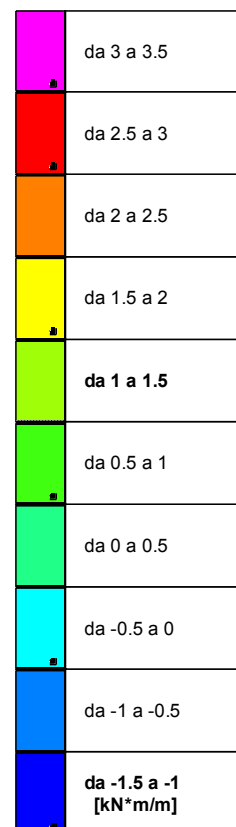
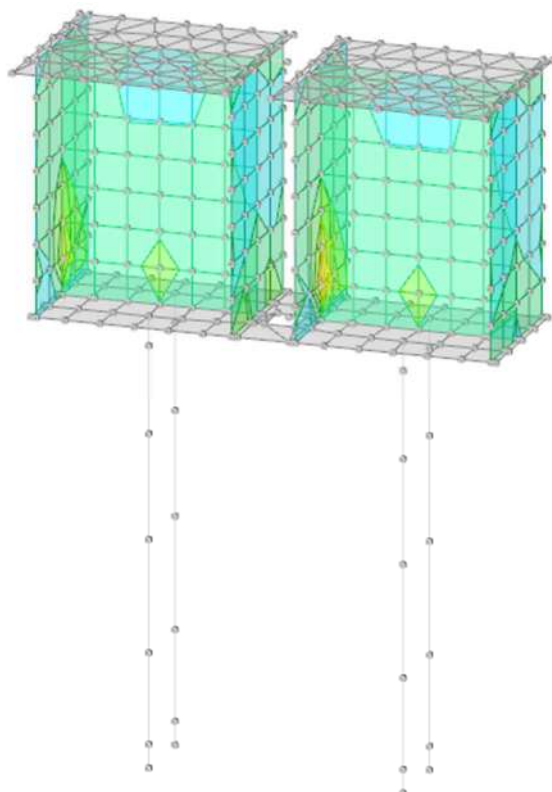
Indici gusci di setti in c.a.



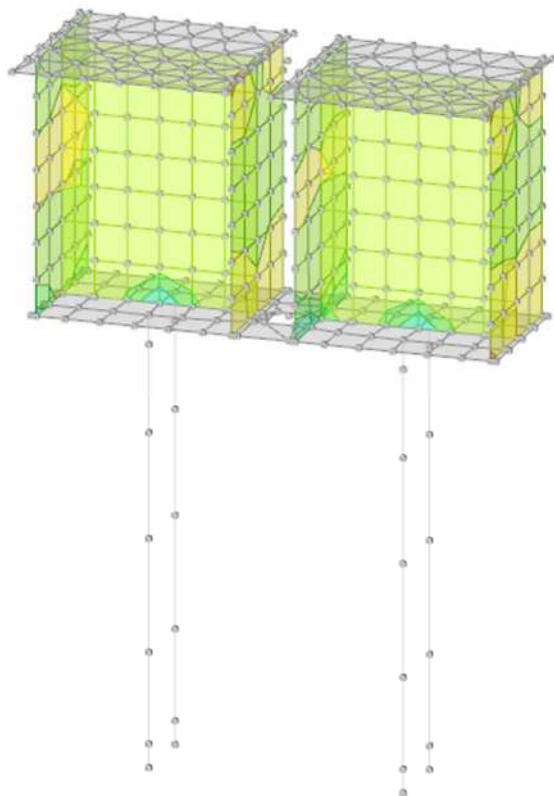
Indici gusci di piastre in c.a.



Sollecitazioni gusci Moo minime

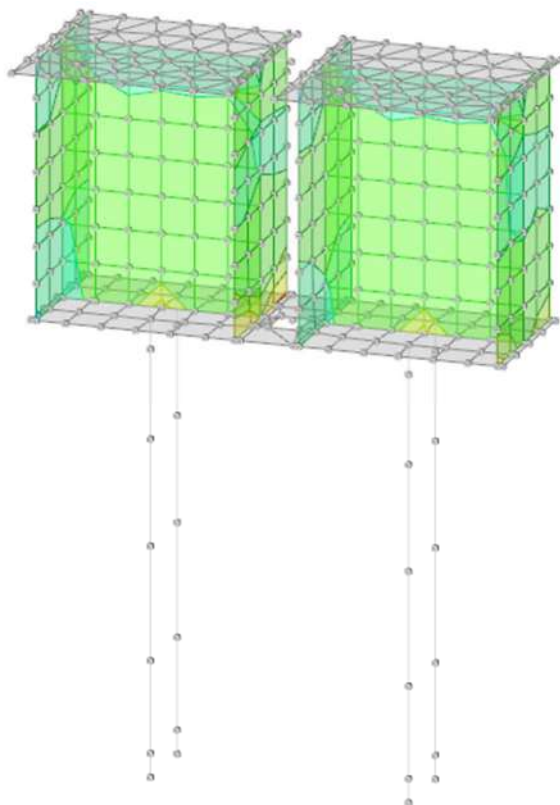


Sollecitazioni gusci Moo massime



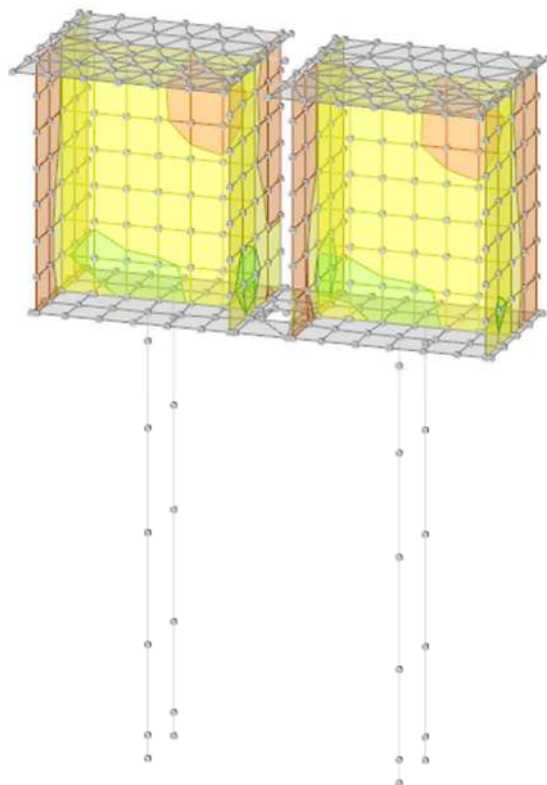
■	da 6 a 8
■	da 4 a 6
■	da 2 a 4
■	da 0 a 2
■	da -2 a 0
■	da -4 a -2
■	da -6 a -4
■	da -8 a -6
■	da -10 a -8
■	da -12 a -10 [kN*m/m]

Sollecitazioni gusci Mzz minime

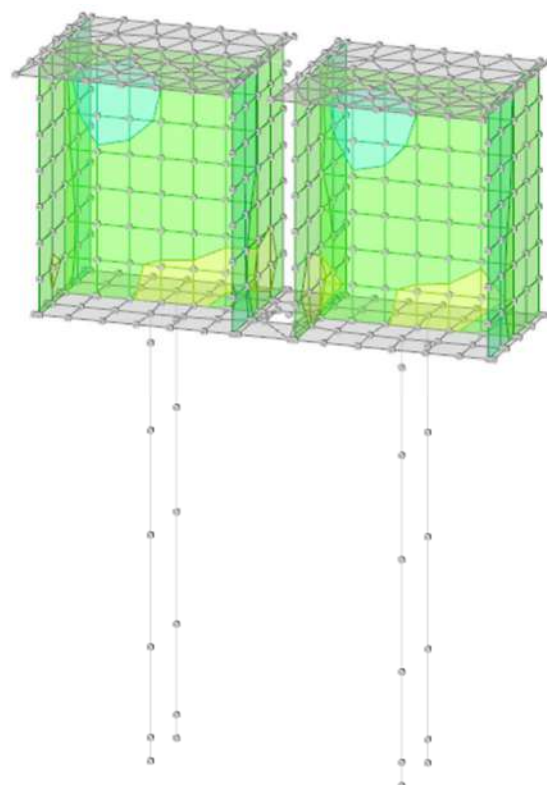
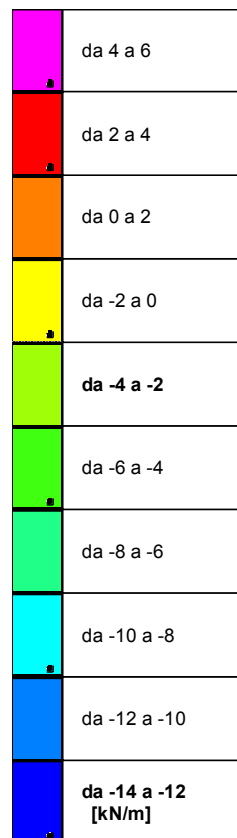


■	da 10 a 12
■	da 8 a 10
■	da 6 a 8
■	da 4 a 6
■	da 2 a 4
■	da 0 a 2
■	da -2 a 0
■	da -4 a -2
■	da -6 a -4
■	da -8 a -6 [kN*m/m]

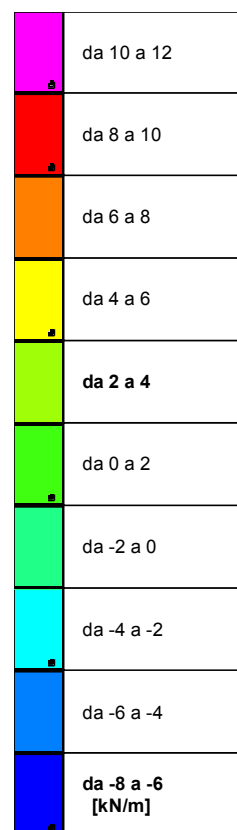
Sollecitazioni gusci Mzz massime

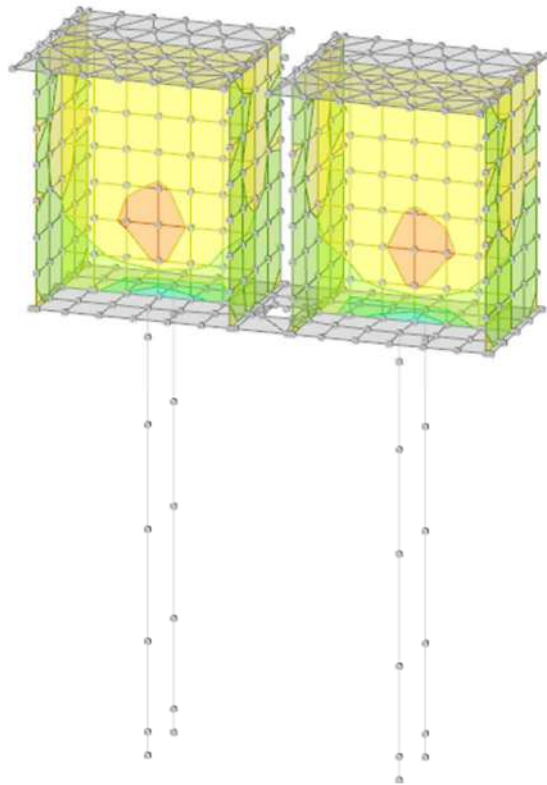


Sollecitazioni gusci Vo minime

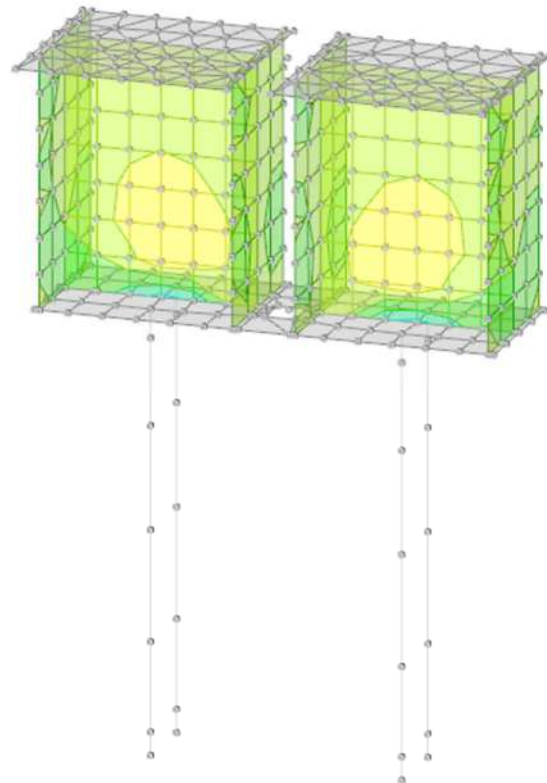
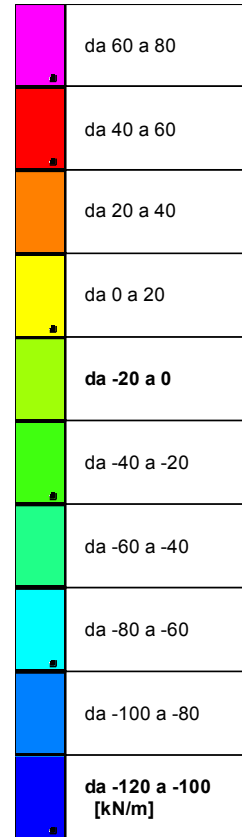


Sollecitazioni gusci Vo massime

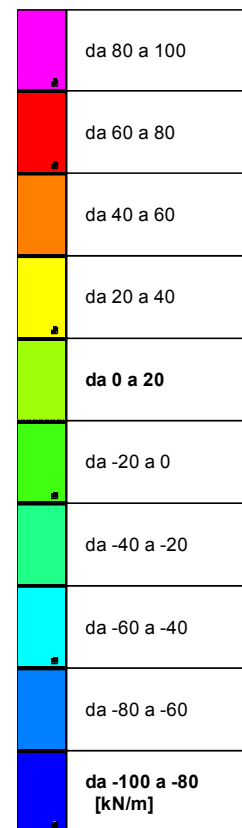


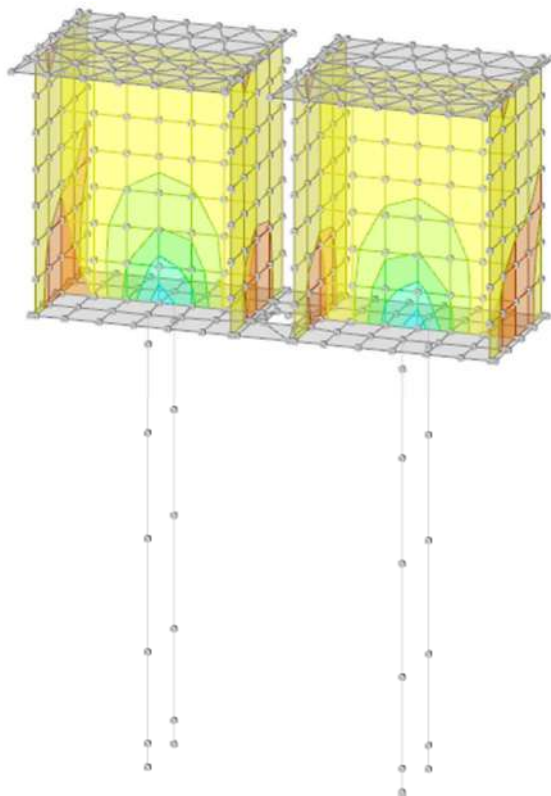


Sollecitazioni gusci Foo minime

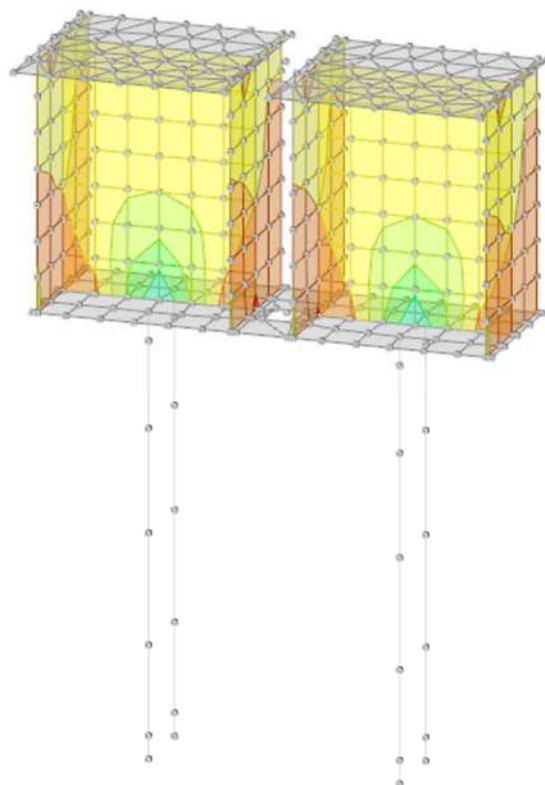
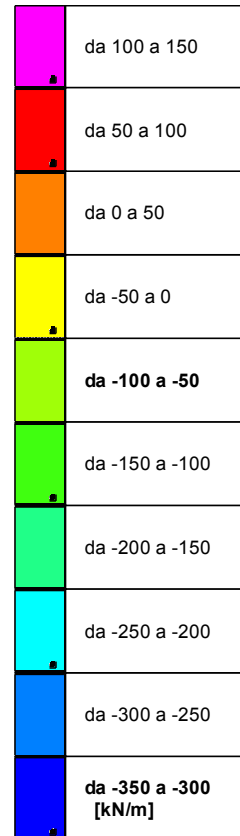


Sollecitazioni gusci Foo massime

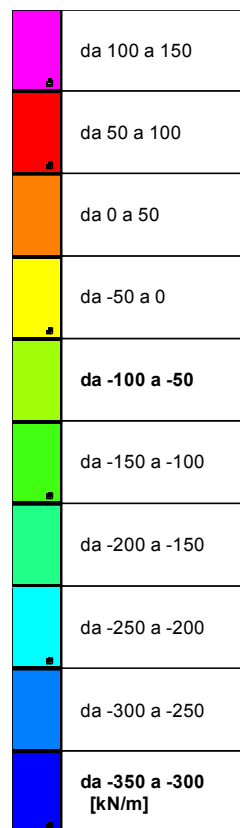


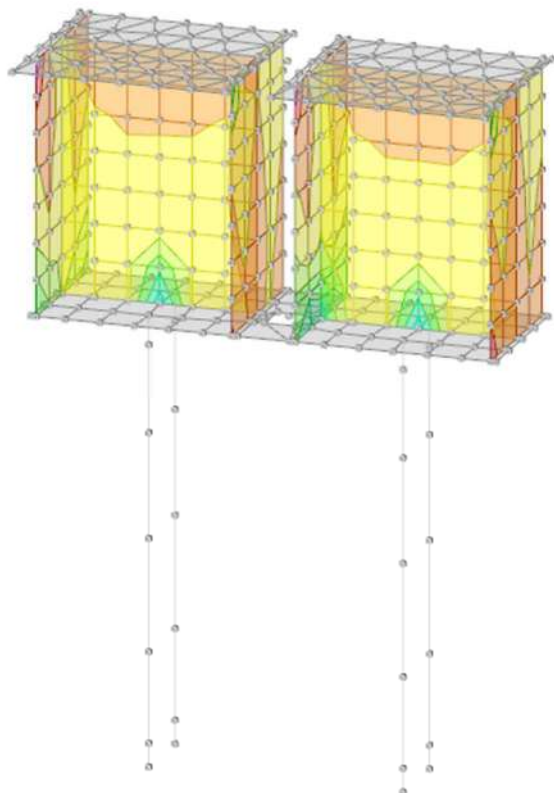


Sollecitazioni gusci Fzz minime

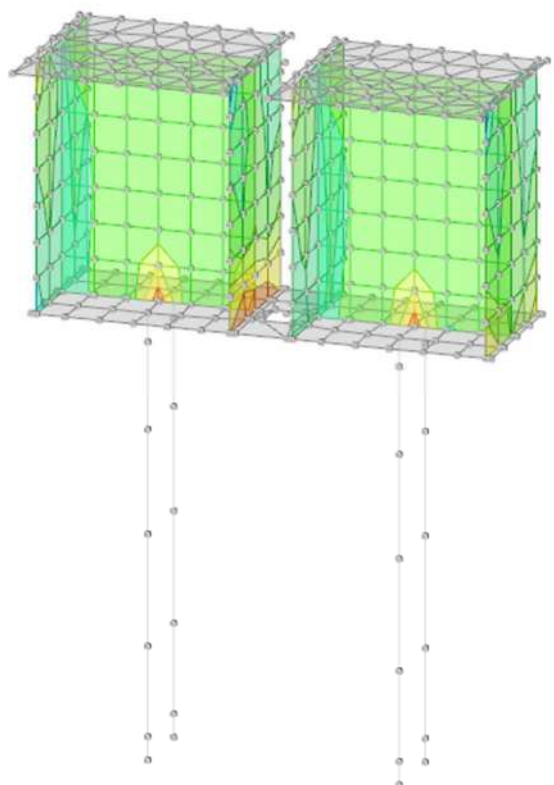
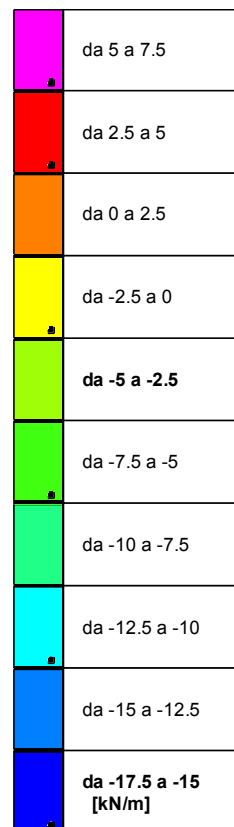


Sollecitazioni gusci Fzz massime

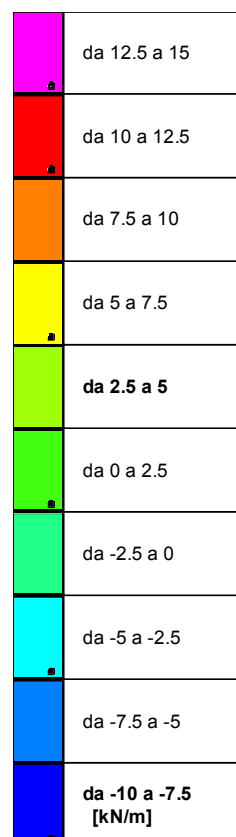


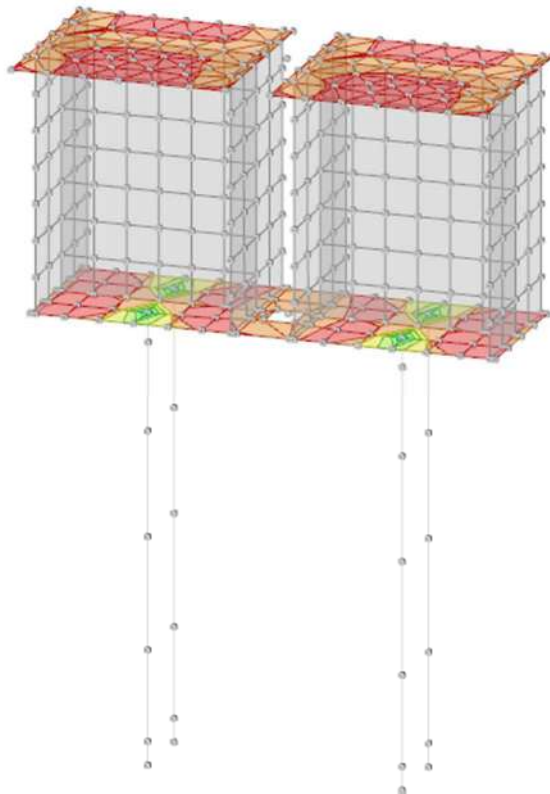


Sollecitazioni gusci Vz minime



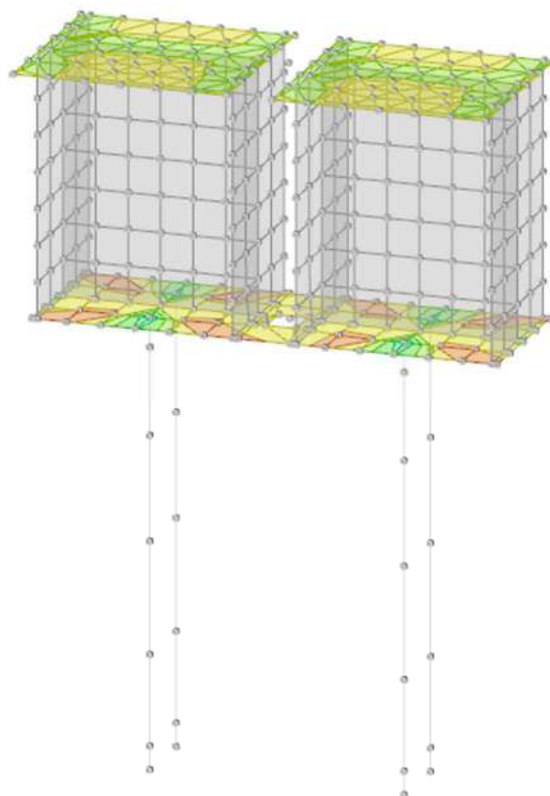
Sollecitazioni gusci Vz massime





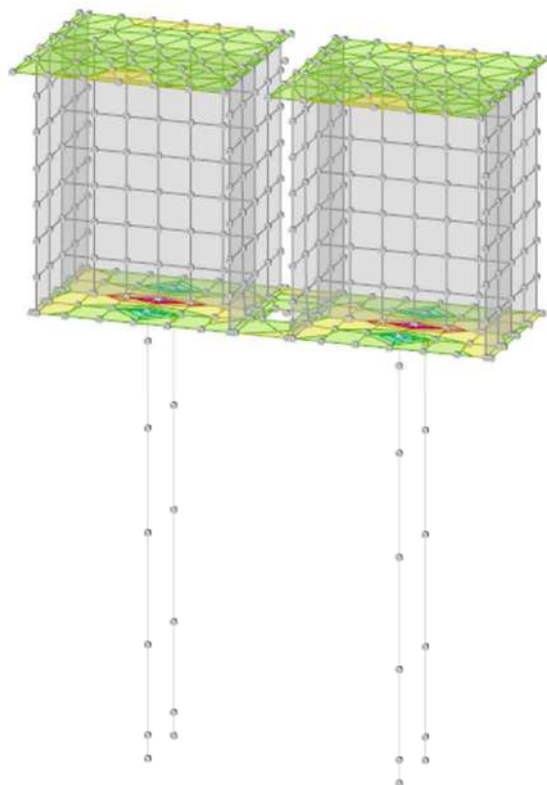
■	da 10 a 20
■	da 0 a 10
■	da -10 a 0
■	da -20 a -10
■	da -30 a -20
■	da -40 a -30
■	da -50 a -40
■	da -60 a -50
■	da -70 a -60
■	da -80 a -70 [kN*m/m]

Sollecitazioni gusci Mxx minime

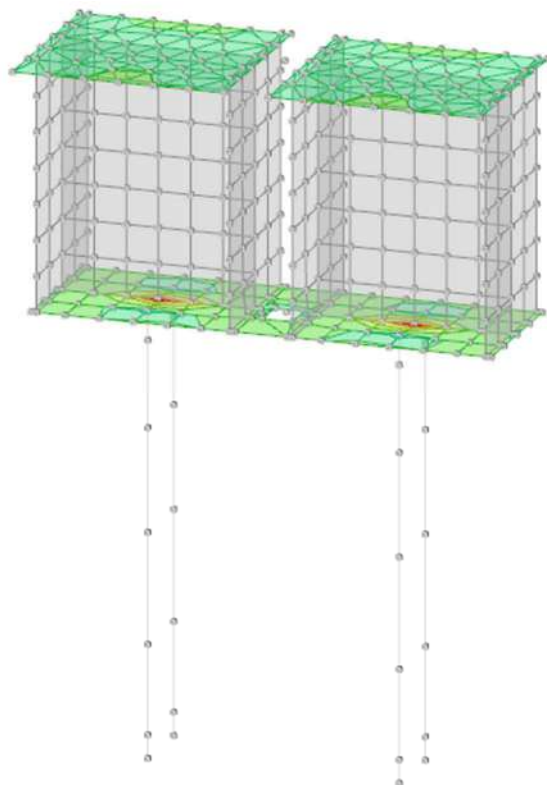
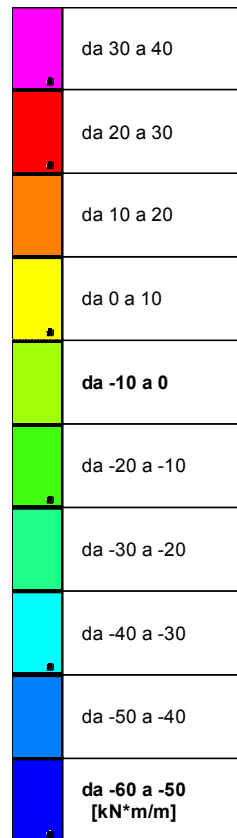


■	da 15 a 20
■	da 10 a 15
■	da 5 a 10
■	da 0 a 5
■	da -5 a 0
■	da -10 a -5
■	da -15 a -10
■	da -20 a -15
■	da -25 a -20
■	da -30 a -25 [kN*m/m]

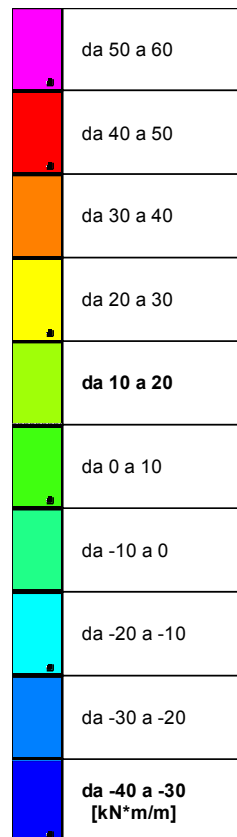
Sollecitazioni gusci Mxx massime

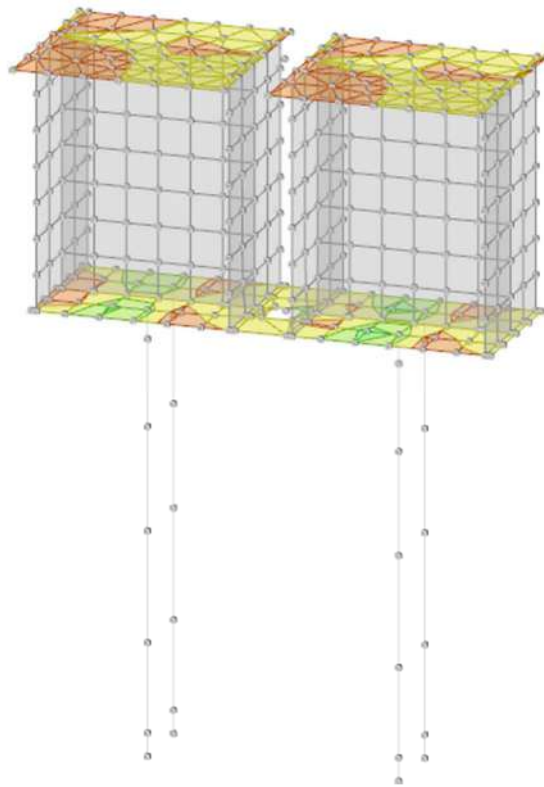


Sollecitazioni gusci Myy minime



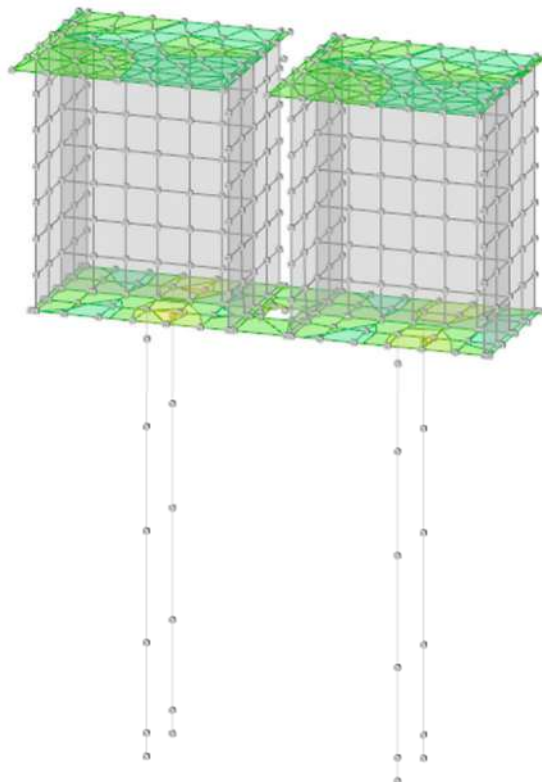
Sollecitazioni gusci Myy massime





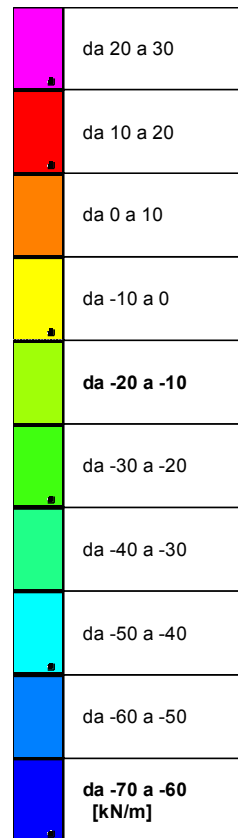
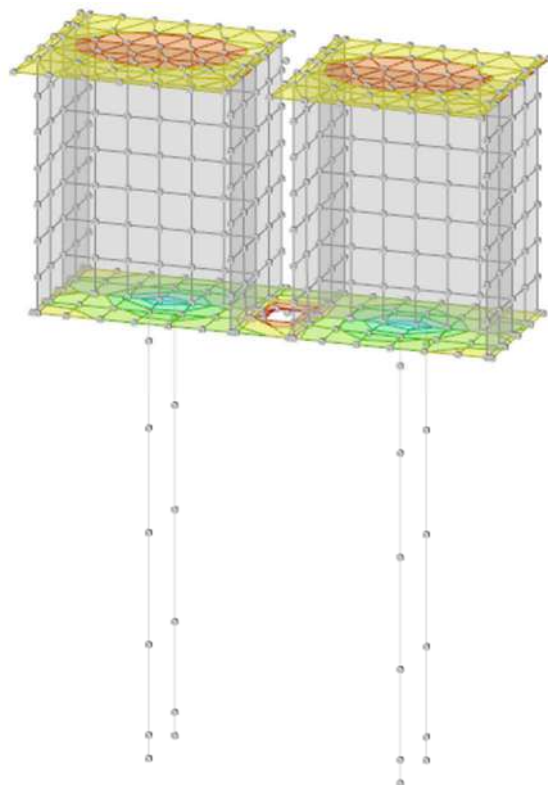
Sollecitazioni gusci Vx minime

	da 50 a 75
	da 25 a 50
	da 0 a 25
	da -25 a 0
	da -50 a -25
	da -75 a -50
	da -100 a -75
	da -125 a -100
	da -150 a -125
	da -175 a -150 [kN/m]

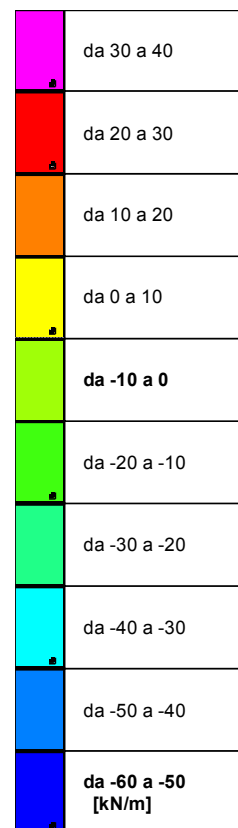
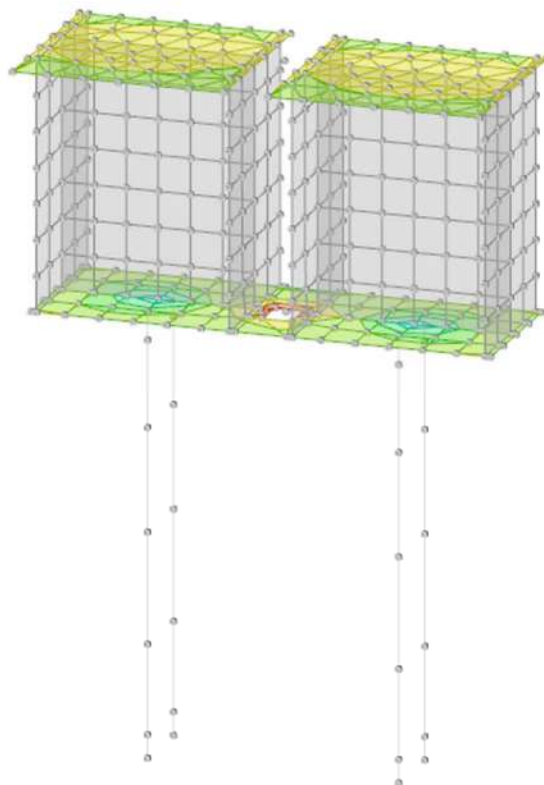


Sollecitazioni gusci Vx massime

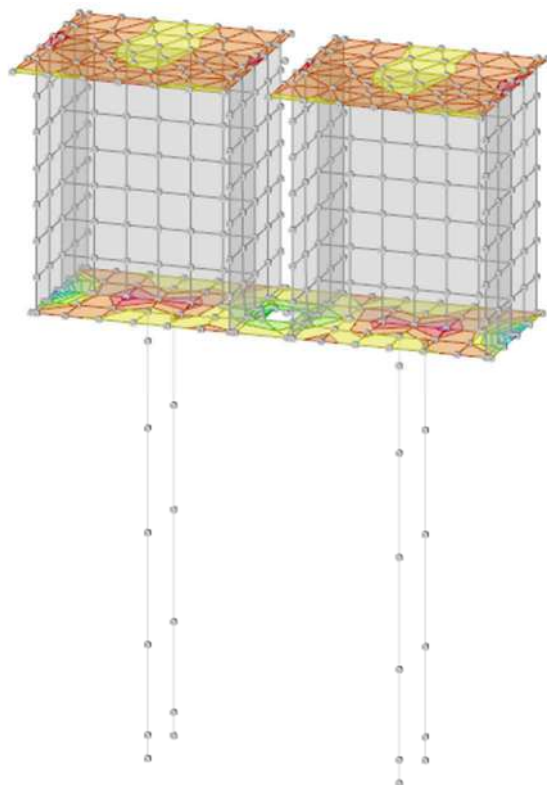
	da 125 a 150
	da 100 a 125
	da 75 a 100
	da 50 a 75
	da 25 a 50
	da 0 a 25
	da -25 a 0
	da -50 a -25
	da -75 a -50
	da -100 a -75 [kN/m]



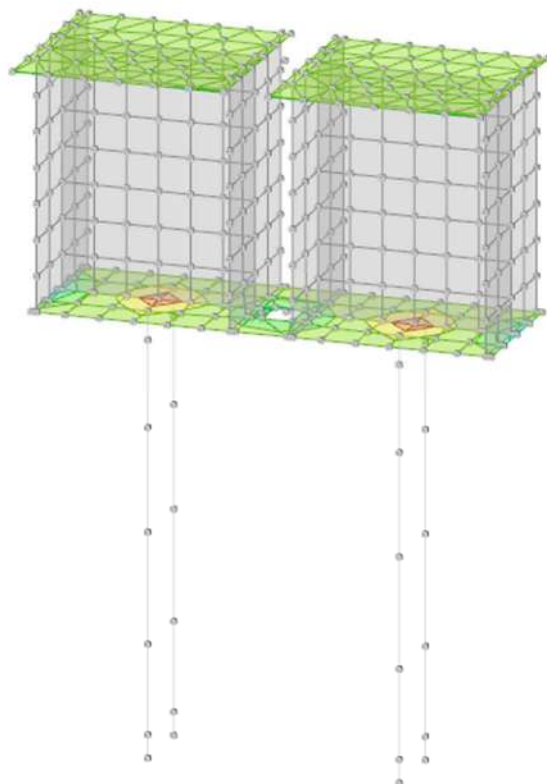
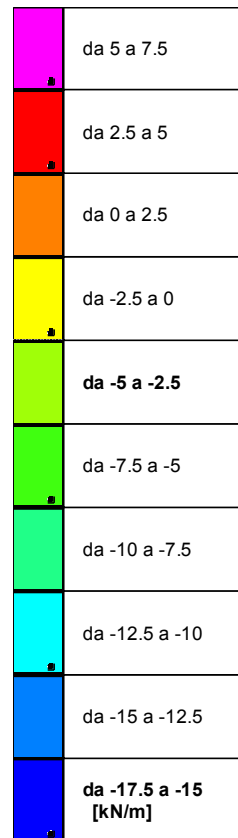
Sollecitazioni gusci Fxx minime



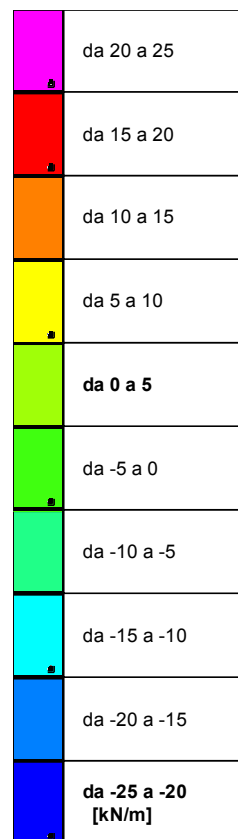
Sollecitazioni gusci Fxx massime

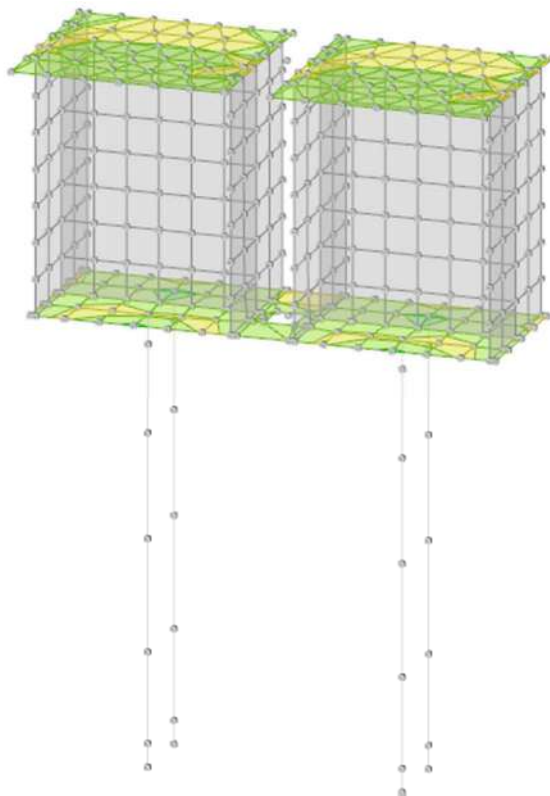


Sollecitazioni gusci Fyy minime

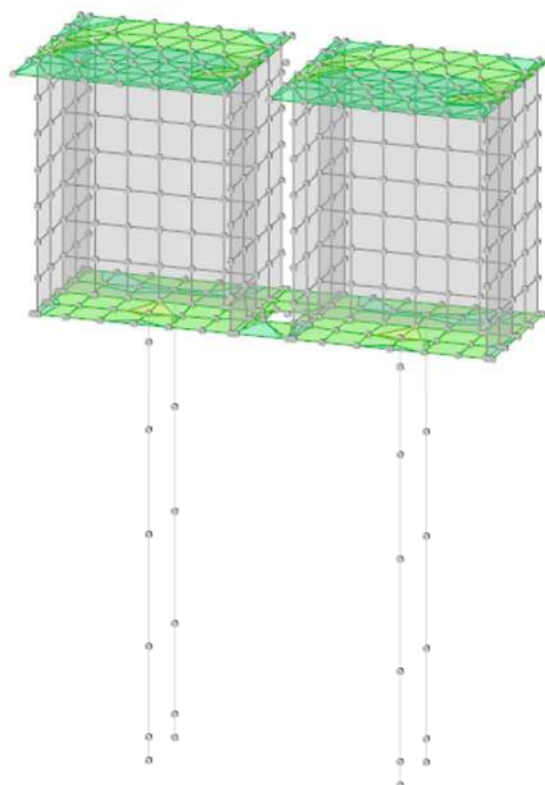
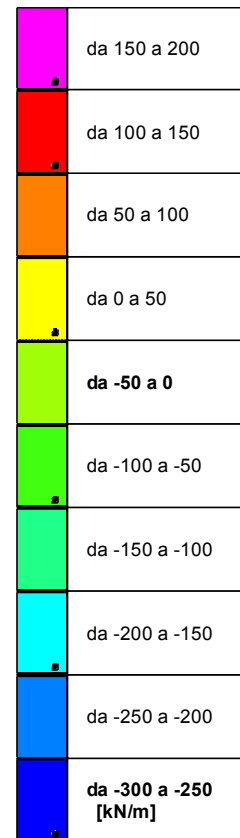


Sollecitazioni gusci Fyy massime

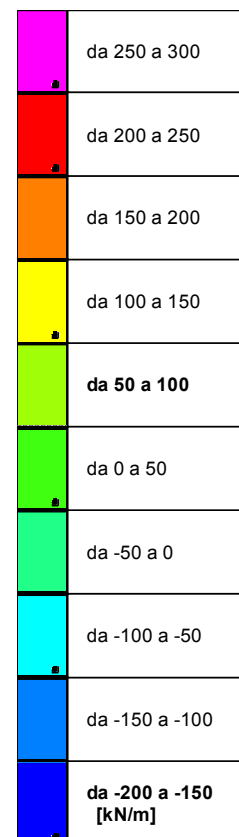




Sollecitazioni gusci Vy minime



Sollecitazioni gusci Vy massime



2 Dati generali

2.1 Materiali

2.1.1 Materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/m²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C25/30	30000	31447161	Default (14294164)	0.1	25	0.00001

2.1.2 Curve di materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Curva: curva caratteristica.

Reaz.traz.: reagisce a trazione.

Comp.frag.: ha comportamento fragile.

E.compr.: modulo di elasticità a compressione. [kN/m²]

Incr.compr.: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

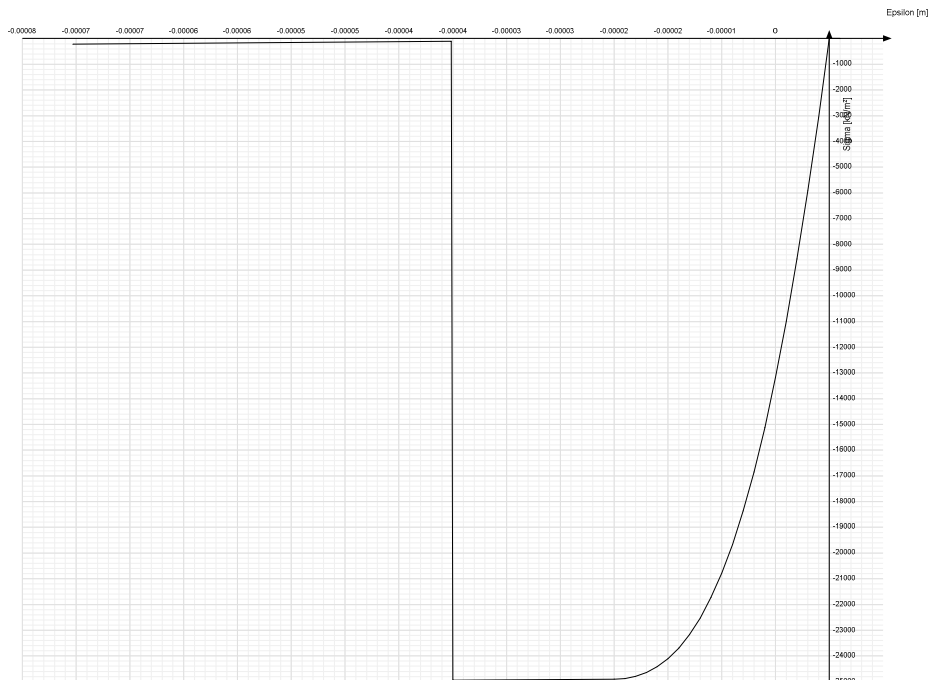
E.traz.: modulo di elasticità a trazione. [kN/m²]

Incr.traz.: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

EpsEt: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C25/30	No	Si	31447161	0.001	-0.002	-0.0035	31447161	0.001	0.0000569	0.0000626



2.1.3 Armature

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

f_{yk}: resistenza caratteristica. [kN/m²]

σ_{amm}: tensione ammissibile. [kN/m²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α : coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	$\sigma_{amm.}$	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C 1	450000	255000	Aderenza migliorata	206000000	78.5	0.3	0.000012	Nuovo
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	206000000	78.5	0.3	0.000012	Nuovo

2.1.4 Acciai

2.1.4.1 Proprietà acciai base

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m^2]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/m^2]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ : peso specifico del materiale. [kN/m^3]

α : coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]

Descrizione	E	G	v	γ	α
S275	210000000	Default (80769231)	0.3	78.5	0.000012

2.1.4.2 Proprietà acciai CNR 10011

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy(s<=40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori <=40 mm. [kN/m^2]

fy(s>40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori >40 mm. [kN/m^2]

fu(s<=40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori <=40 mm. [kN/m^2]

fu(s>40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori >40 mm. [kN/m^2]

Prosp. Omega: prospetto per coefficienti Omega.

$\sigma_{amm.}(s<=40 \text{ mm})$: σ ammissibile per spessori <=40 mm. [kN/m^2]

$\sigma_{amm.}(s>40 \text{ mm})$: σ ammissibile per spessori >40 mm. [kN/m^2]

fd(s<=40 mm): resistenza di progetto fd per spessori <=40 mm. [kN/m^2]

fd(s>40 mm): resistenza di progetto fd per spessori >40 mm. [kN/m^2]

Descrizione	Tipo	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fu(s<=40 mm)	fu(s>40 mm)	Prosp. Omega	$\sigma_{amm.}(s<=40 \text{ mm})$	$\sigma_{amm.}(s>40 \text{ mm})$	fd(s<=40 mm)	fd(s>40 mm)
S275	FE430	275000	255000	430000	410000	III	190000	170000	275000	250000

2.1.4.3 Proprietà acciai CNR 10022

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy: resistenza di snervamento fy. [kN/m^2]

fu: resistenza di rottura fu. [kN/m^2]

fd: resistenza di progetto fd. [kN/m^2]

Prospetto omega sag.fr.(s<3mm): prospetto coeff. omega per spessori < 3 mm.

Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm): prospetto coeff. omega per spessori >= 3 mm.

Prospetti σ crit. Eulero: prospetti σ critiche euleriane.

Descrizione	Tipo	fy	fu	fd	Prospetto omega sag.fr.(s<3mm)	Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm)	Prospetti σ crit. Eulero
S275	FE430	275000	430000	275000	d	e	I

2.1.4.4 Proprietà acciai EC3

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy(s<=40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori <=40 mm. [kN/m^2]

fy(s>40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori >40 mm. [kN/m^2]

fu(s<=40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori <=40 mm. [kN/m^2]

fu(s>40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori >40 mm. [kN/m^2]

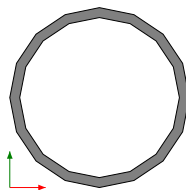
Descrizione	Tipo	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fu(s<=40 mm)	fu(s>40 mm)
S275	S275	275000	255000	430000	410000

2.2 Sezioni

2.2.1 Sezioni in acciaio

2.2.1.1 Profili singoli in acciaio

2.2.1.1.1 Tubi tondi



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Sup.: superficie bagnata per unità di lunghezza. [mm]

Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [mm²]
Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [mm²]
JxFEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [mm⁴]
JyFEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [mm⁴]
JtFEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [mm⁴]
d: diametro del tondo. [mm]
s: spessore. [mm]
Categoria: categoria, basata sulla tecnologia costruttiva.
Formatura: tipo di formatura a freddo del sagomato.

Descrizione	Sup.	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM	d	s	Categoria	Formatura
EN10219 114,3x6,3	359.1	1006	1006	3127138	3127138	6254275	114.3	6.3	Sagomato a freddo conforme UNI 10219	A rullo

2.2.1.2 Caratteristiche inerziali sezioni in acciaio

2.2.1.2.1 Caratteristiche inerziali principali sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Xg: coordinata X del baricentro. [m]

Yg: coordinata Y del baricentro. [m]

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [m²]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [m⁴]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [m⁴]

Jxy: momento centrifugo rispetto al sistema di riferimento baricentrico di definizione della sezione. [m⁴]

Jm: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale M. [m⁴]

Jn: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale N. [m⁴]

α X su M: angolo tra gli assi del sistema di riferimento geometrico di definizione e quelli del sistema di riferimento principale. [deg]

Jt: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma. [m⁴]

Descrizione	Xg	Yg	Area	Jx	Jy	Jxy	Jm	Jn	α X su M	Jt
EN10219 114,3x6,3	0.0572	0.0572	0.002138	3.127E-06	3.127E-06	0	3.127E-06	3.127E-06	0	6.254E-06

2.2.1.2.2 Caratteristiche inerziali momenti sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

ix: raggio di inerzia relativo all'asse x. [m]

iy: raggio di inerzia relativo all'asse y. [m]

im: raggio di inerzia relativo all'asse principale m. [m]

in: raggio di inerzia relativo all'asse principale n. [m]

Sx: momento statico relativo all'asse x. [m³]

Sy: momento statico relativo all'asse y. [m³]

Wx: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [m³]

Wy: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [m³]

Wm: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse principale m. [m³]

Wn: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse principale n. [m³]

Wplx: modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [m³]

Wply: modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [m³]

Descrizione	ix	iy	im	in	Sx	Sy	Wx	Wy	Wm	Wn	Wplx	Wply
EN10219 114,3x6,3	0.0382	0.0382	0.0382	0.0382	3.54E-05	3.54E-05	5.47E-05	5.47E-05	5.47E-05	5.47E-05	7.36E-05	7.36E-05

2.2.1.2.3 Caratteristiche inerziali taglio sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Atx: area a taglio lungo x. [m²]

Aty: area a taglio lungo y. [m²]

Descrizione	Atx	Aty
EN10219 114,3x6,3	0.002138	0.002138

2.3 Fondazioni

2.3.1 Pali

2.3.1.1 Micropali

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Calcestruzzo: calcestruzzo iniettato.

Acciaio: materiale del tubo.

Tubo in acciaio circolare: sezione del tubo definito nel database delle sezioni in acciaio.

Diametro perforazione: diametro di perforazione. [m]

Descrizione	Calcestruzzo	Acciaio	Tubo in acciaio circolare	Diametro perforazione
Micropalo D230	C25/30	S275	EN10219 114,3x6,3	0.23

2.4 Terreni

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Coesione: coesione efficace del terreno. [kN/m²]

Coesione non drenata: coesione non drenata (Cu) del terreno, per terreni eminentemente coesivi. [kN/m²]

Attrito interno: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

δ : angolo di attrito all'interfaccia terreno-cls. [deg]

Coeff. α di adesione: coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K_0 : coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [kN/m³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [kN/m³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [kN/m²]

ν : coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Rqd: rock quality degree. Per roccia assume valori nell'intervallo (0;1]. Il valore convenzionale 0 indica che si tratta di un terreno sciolto. Il valore è adimensionale.

Permeabilità K_h : permeabilità orizzontale. Permeabilità orizzontale del terreno. [m/s]

Permeabilità K_v : permeabilità verticale. Permeabilità verticale del terreno. [m/s]

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Coeff. α di adesione	Coeff. di spinta K_0	γ naturale	γ saturo	E	ν	Rqd	Permeabilità K_h	Permeabilità K_v
Strato 1-DPSH 1- materiale di riporto	0	0	29	25	0	0.52	15	17	14000	0.33	0	0.001	0.0001
Strato 2-DPSH1- piroclastite limoso sabbioso	0	40	25	24	0.5	0.58	14	17	9000	0.34	0	0.001	0.0001
Strato 3-DPSH1- piroclastite limosa deb sabbiosa	0	13	21	20	0.4	0.64	13	15	8000	0.35	0	0.001	0.0001
Strato 4-DPSH1- Piroclastite sabbioso limosa	0	0	24	23	0	0.59	14	16	9000	0.34	0	0.001	0.0001
Strato 5-DPSH1- Piroclastite sabbiosa deb limosa	0	0	29	25	0	0.52	15	17	23000	0.33	0	0.001	0.0001
Strato 1-DPSH2- materiale di riporto	0	19	28	25	0.5	0.53	15	17	1000	0.33	0	0.001	0.0001
Strato 2-DPSH2- Piroclastite limoso sabbiosa	0	19	22	20	0.5	0.63	14	16	8000	0.35	0	0.001	0.0001
Strato 3-DPSH2- Piroclastite limosa deb sabbiosa	0	0	22	20	0	0.63	13	15	8000	0.35	0	0.001	0.0001
Strato 4-DPSH2- Piroclastite sabbioso limosa	0	0	25	23	0	0.58	14	16	10000	0.34	0	0.001	0.0001
Strato 5-DPSH2- Piroclastite sabbiosa debil limosa	0	0	29	25	0	0.52	15	17	23000	0.33	0	0.001	0.0001
Strato 1-DPSH3- Materiale di riporto	0	28	30	25	0.5	0.5	15	17	12000	0.32	0	0.001	0.0001
Strato 2-DPSH3- Piroclastite limoso sabbiosa	0	11	23	20	0.5	0.61	14	16	8000	0.34	0	0.001	0.0001
Strato 3-DPSH3- Piroclastite limosa deb sabbiosa	0	0	20	18	0	0.66	13	16	7000	0.35	0	0.001	0.0001
Strato 4-DPSH3- Piroclastite sabbioso limosa	0	0	27	25	0	0.55	14	17	12000	0.34	0	0.001	0.0001
Strato 5-DPSH3- Piroclastite sabbiosa deb limosa	0	0	27	25	0	0.55	15	17	20000	0.33	0	0.001	0.0001

3 Dati di definizione

3.1 Preferenze commessa

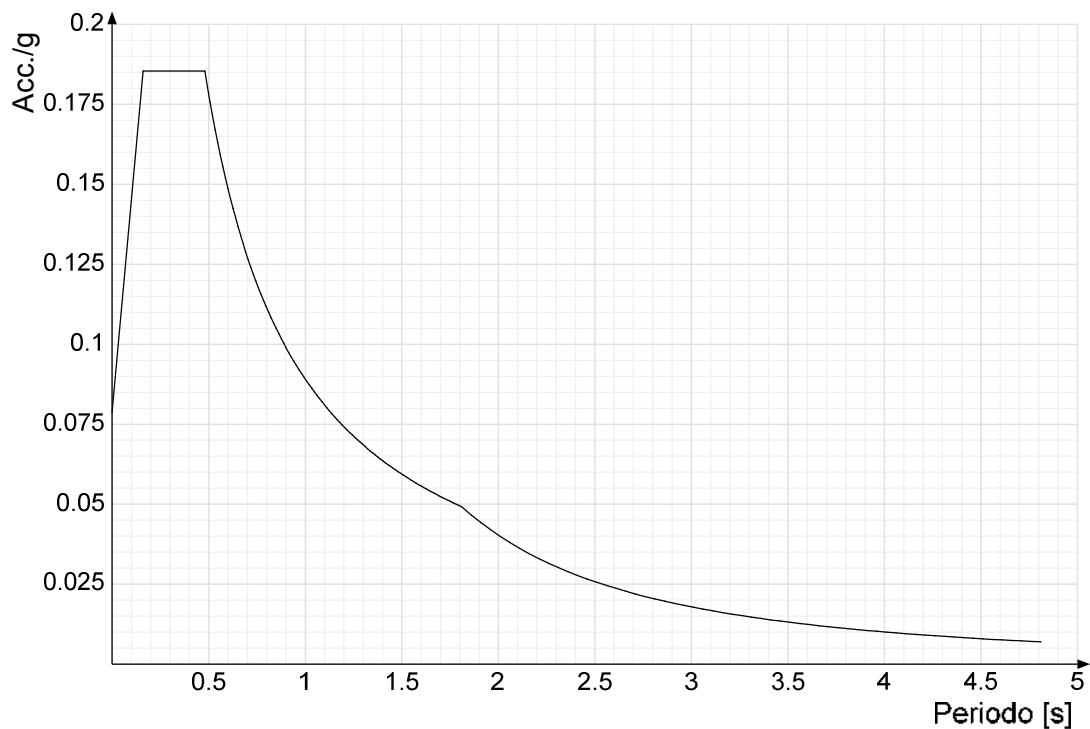
3.1.1 Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
Vn	50
Classe d'uso	III
Vr	75
Tipo di analisi	Lineare dinamica
Località	Napoli, Giugliano In Campania; Latitudine ED50
40,9349° (40° 56'	6'''); Longitudine ED50 14,1941° (14° 11' 39''');
Altitudine s.l.m.	95,69 m.
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente
addensati o terreni	a grana fina mediamente consistenti
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi
isolati con	inclinazione media $i \leq 15^\circ$
Ss orizzontale SLO	1.5
Tb orizzontale SLO	0.16 [s]
Tc orizzontale SLO	0.481 [s]
Td orizzontale SLO	1.81 [s]
Ss orizzontale SLD	1.5
Tb orizzontale SLD	0.167 [s]
Tc orizzontale SLD	0.501 [s]
Td orizzontale SLD	1.867 [s]
Ss orizzontale SLV	1.4603
Tb orizzontale SLV	0.179 [s]
Tc orizzontale SLV	0.538 [s]
Td orizzontale SLV	2.252 [s]
Ss verticale	1
Tb verticale	0.05 [s]
Tc verticale	0.15 [s]
Td verticale	1 [s]
St	1
PVr SLO (%)	81
Tr SLO	45.16
Ag/g SLO	0.0525
Fo SLO	2.355
Tc* SLO	0.312 [s]
PVr SLD (%)	63
Tr SLD	75.43
Ag/g SLD	0.0668
Fo SLD	2.377
Tc* SLD	0.331 [s]
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	711.84
Ag/g SLV	0.1629
Fo SLV	2.452
Tc* SLV	0.369 [s]
Smorzamento viscoso (%)	5
Classe di duttilità	CD"B"
Rotazione del sisma	0 [deg]
Quota dello '0' sismico	0 [m]
Regolarità in pianta	Si
Regolarità in elevazione	Si
Edificio C.A.	Si
Tipologia C.A.	Strutture a pareti accoppiate $q_0=3.0 \cdot \alpha / \alpha_1$
α / α_1 C.A.	Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a
pareti $\alpha / \alpha_1=1.2$	
Kw	0.843
Edificio esistente	No
T1,x	4.23733 [s]
T1,y	5.77386 [s]
λ SLO,x	1
λ SLO,y	1
λ SLD,x	1
λ SLD,y	1
λ SLV,x	1
λ SLV,y	1
Numero modi	10
Metodo di Ritz	applicato
Limite spostamenti interpiano	0.0033
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.5
Fattore di comportamento per sisma SLV X	3.03
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	3.03
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3

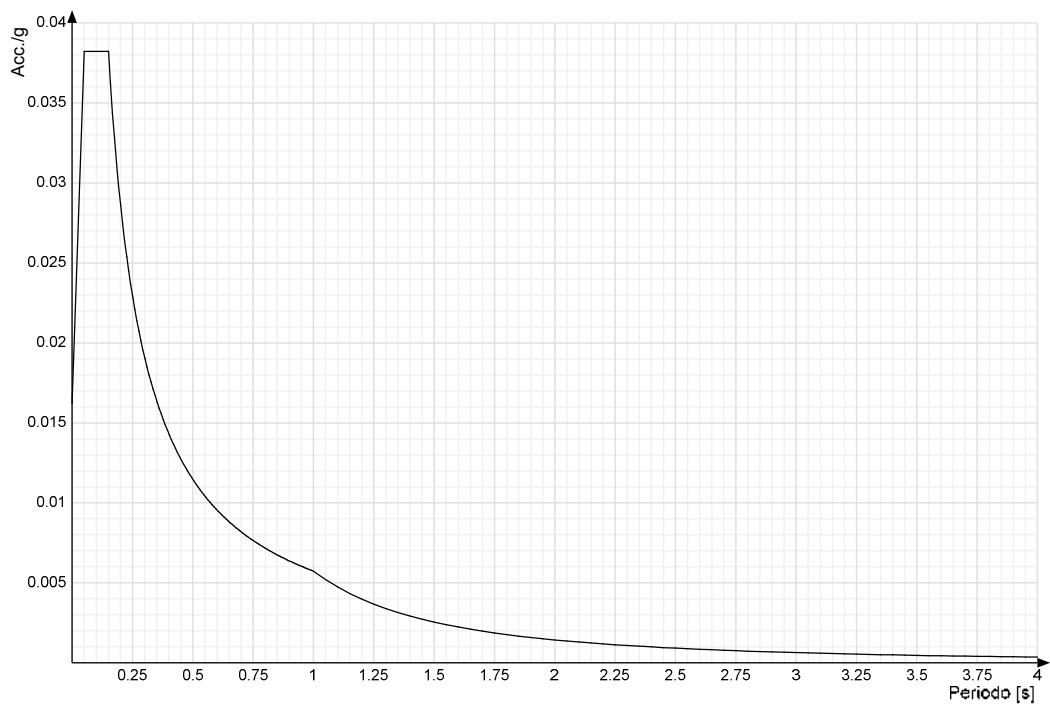
3.1.2 Spettri D.M. 17-01-18

Acc./g: Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.
Periodo: Periodo di vibrazione.

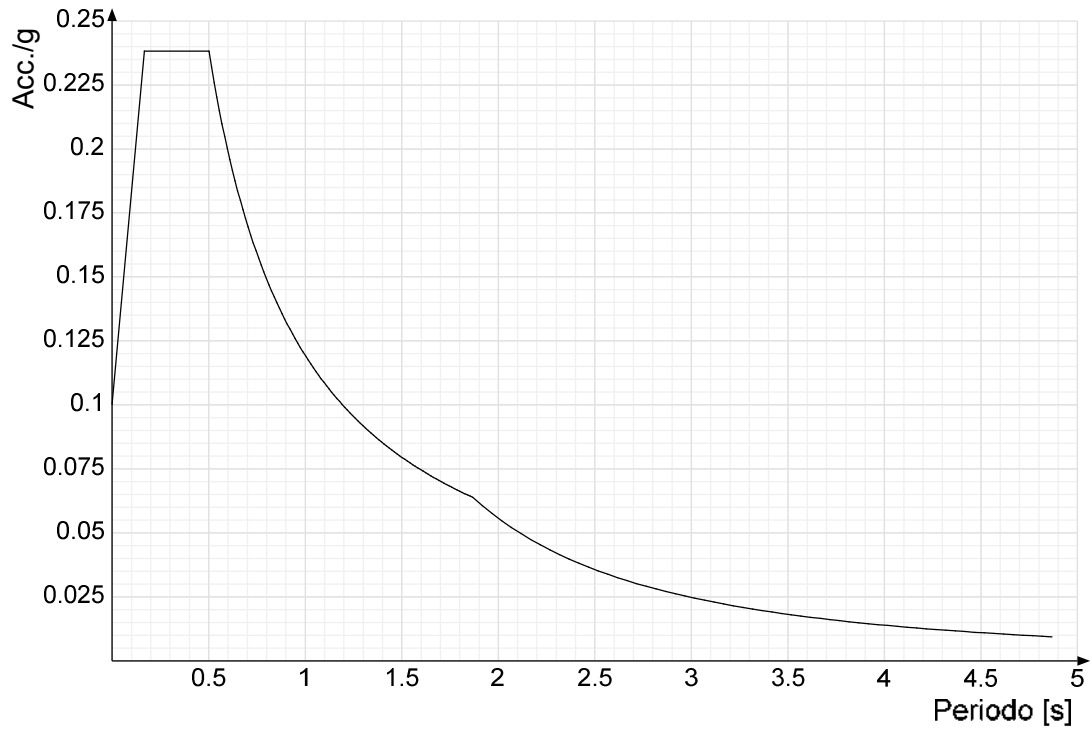
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



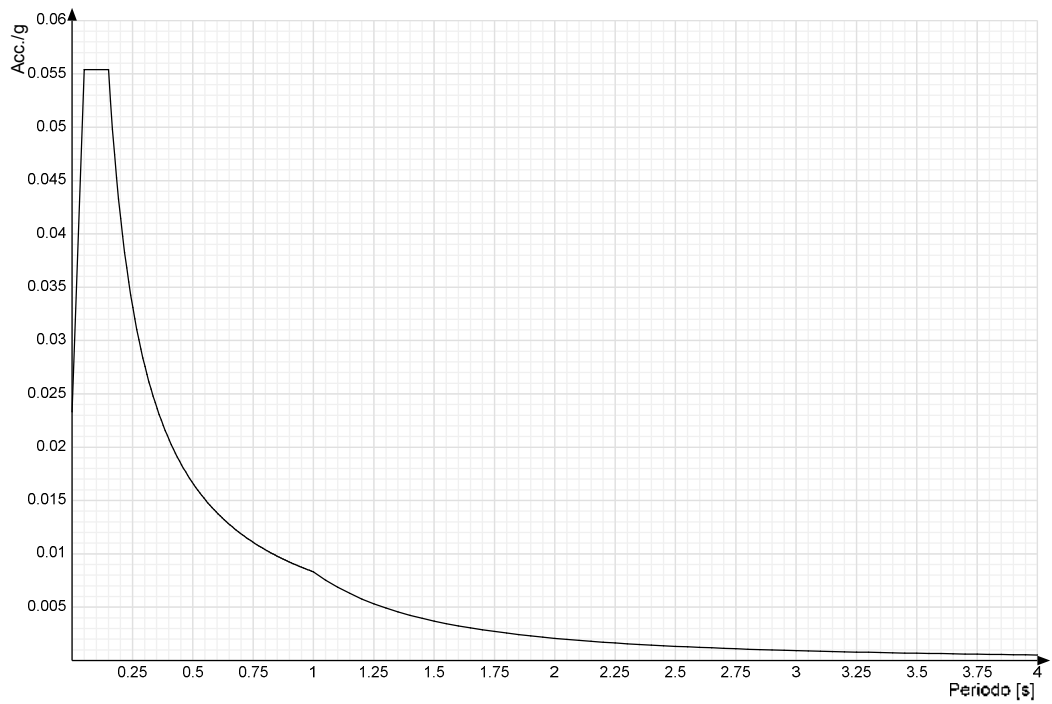
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



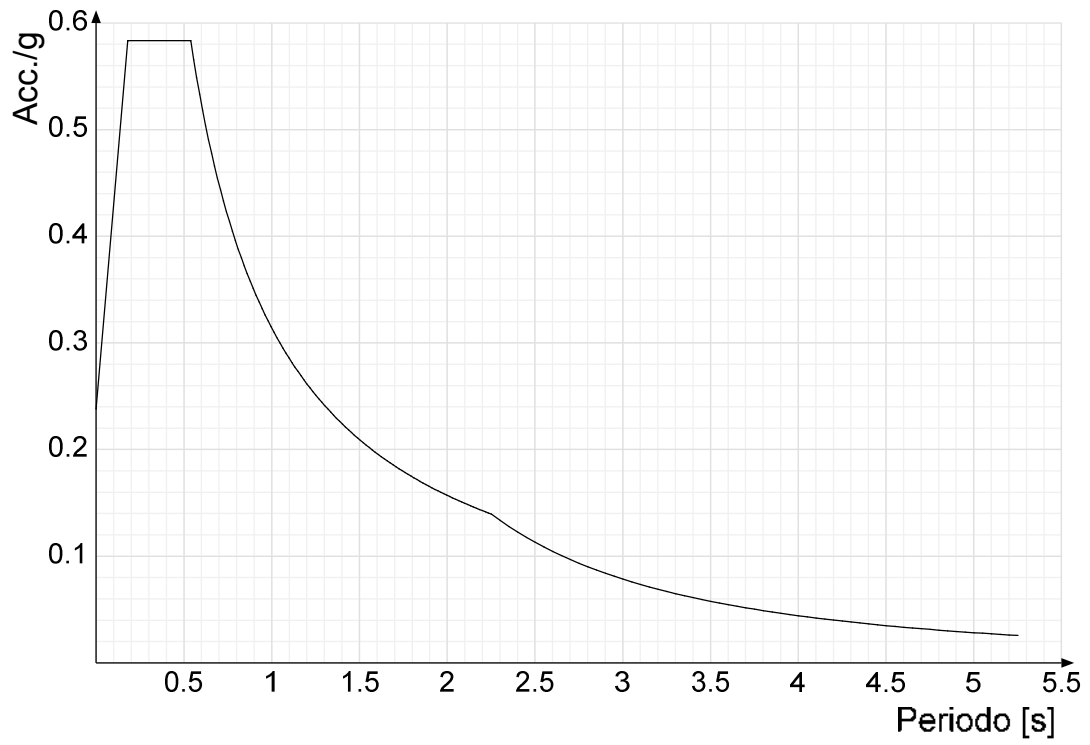
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



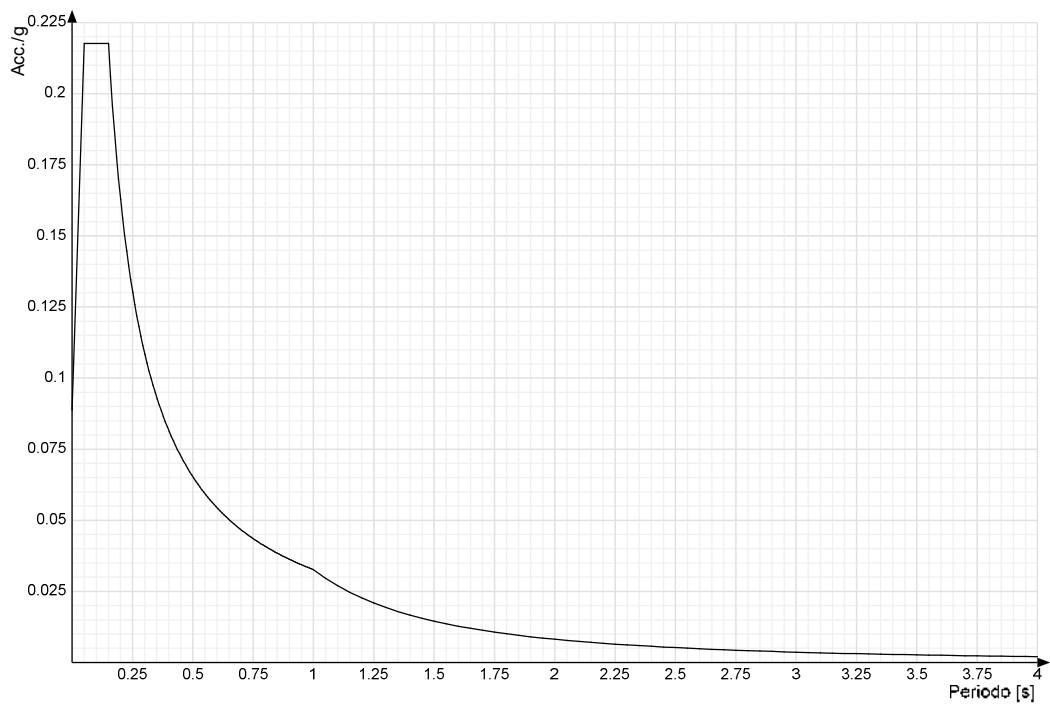
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



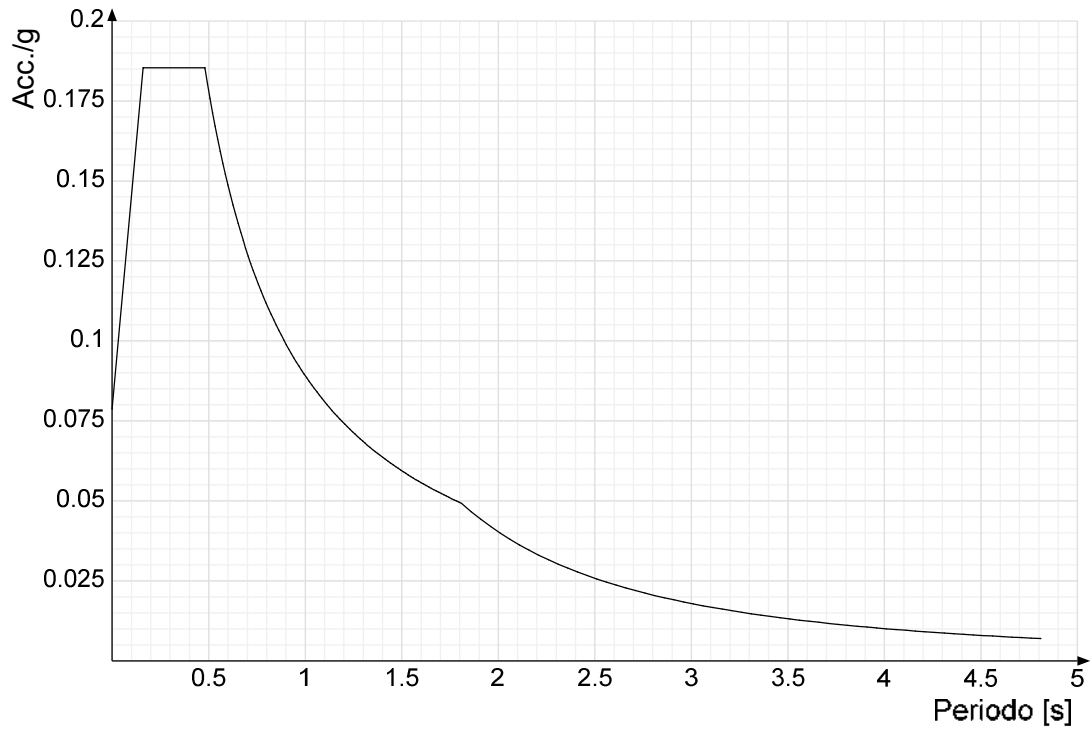
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



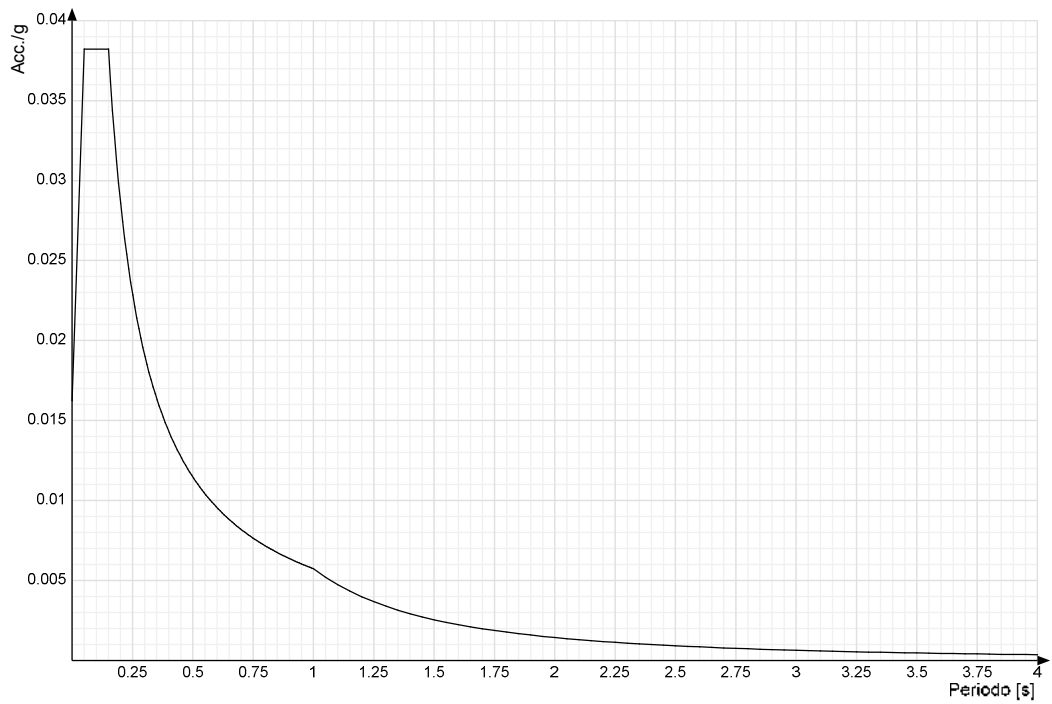
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



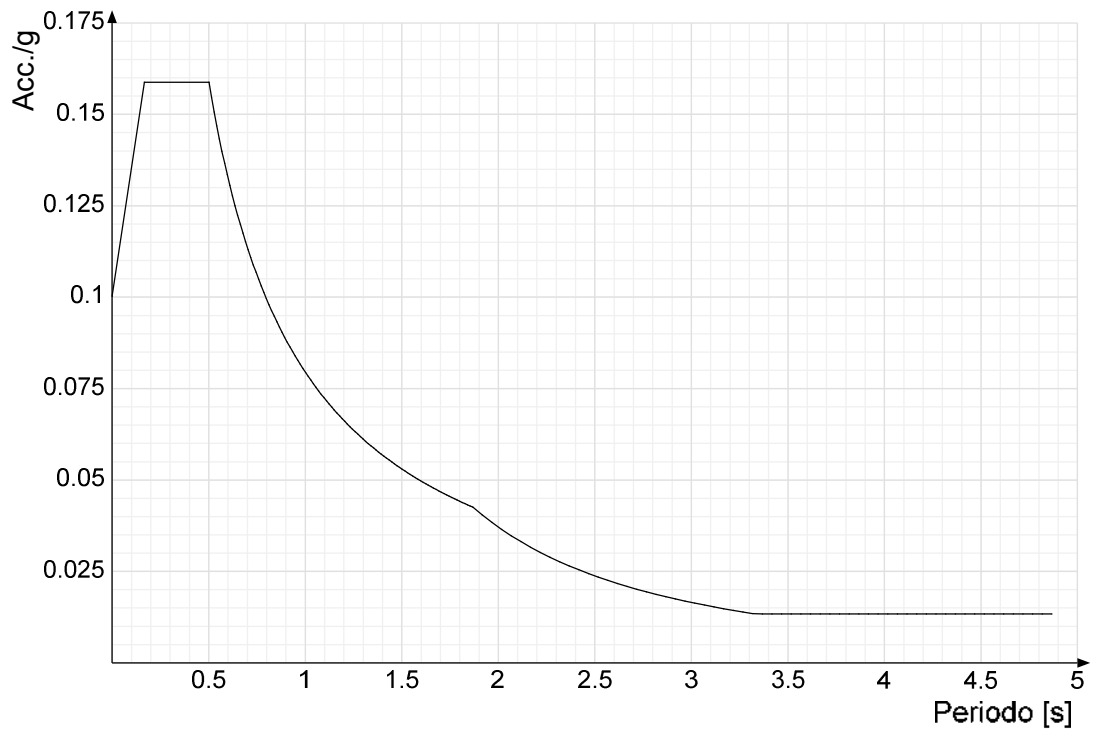
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.4



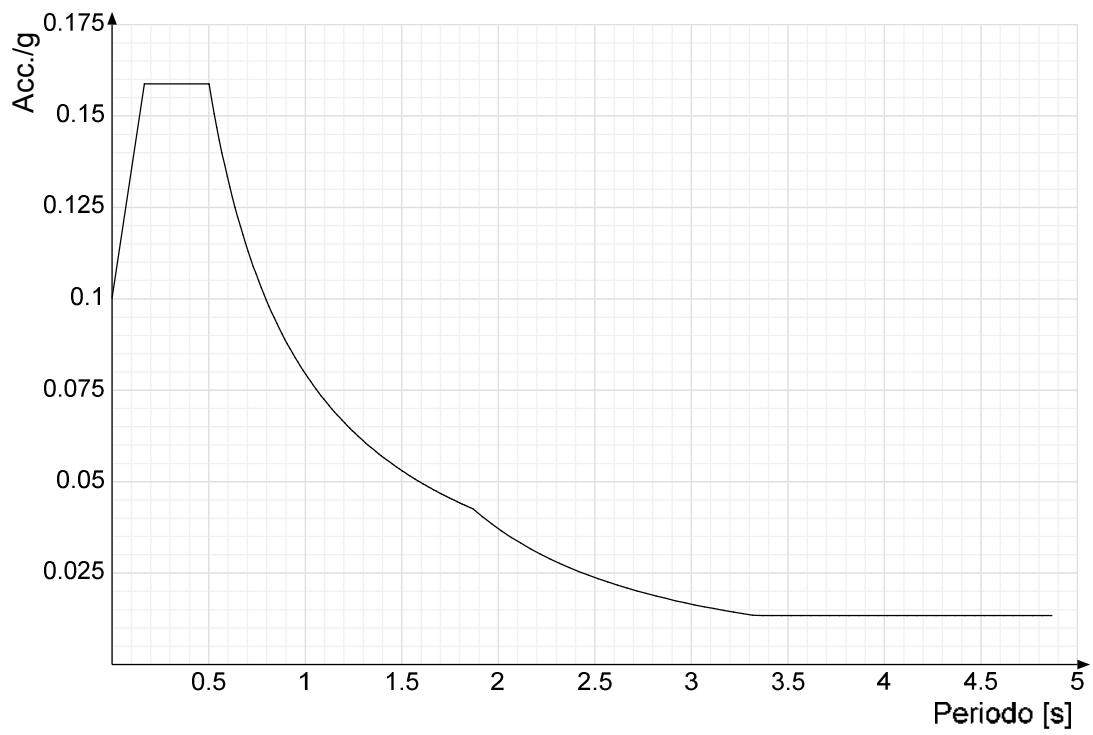
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.4



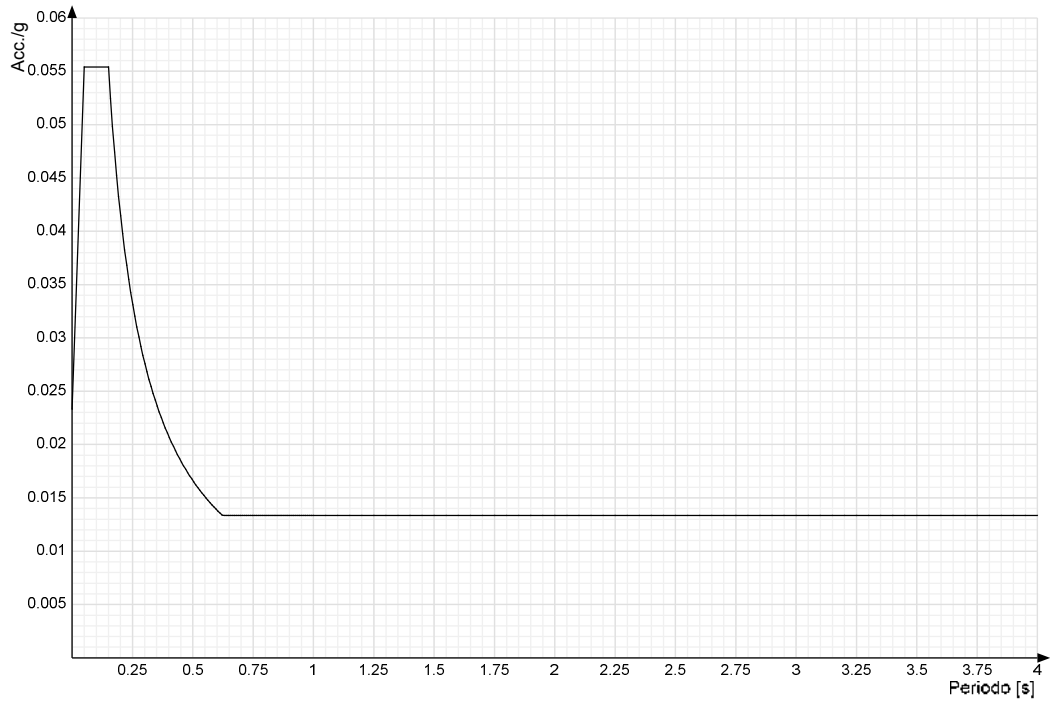
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5



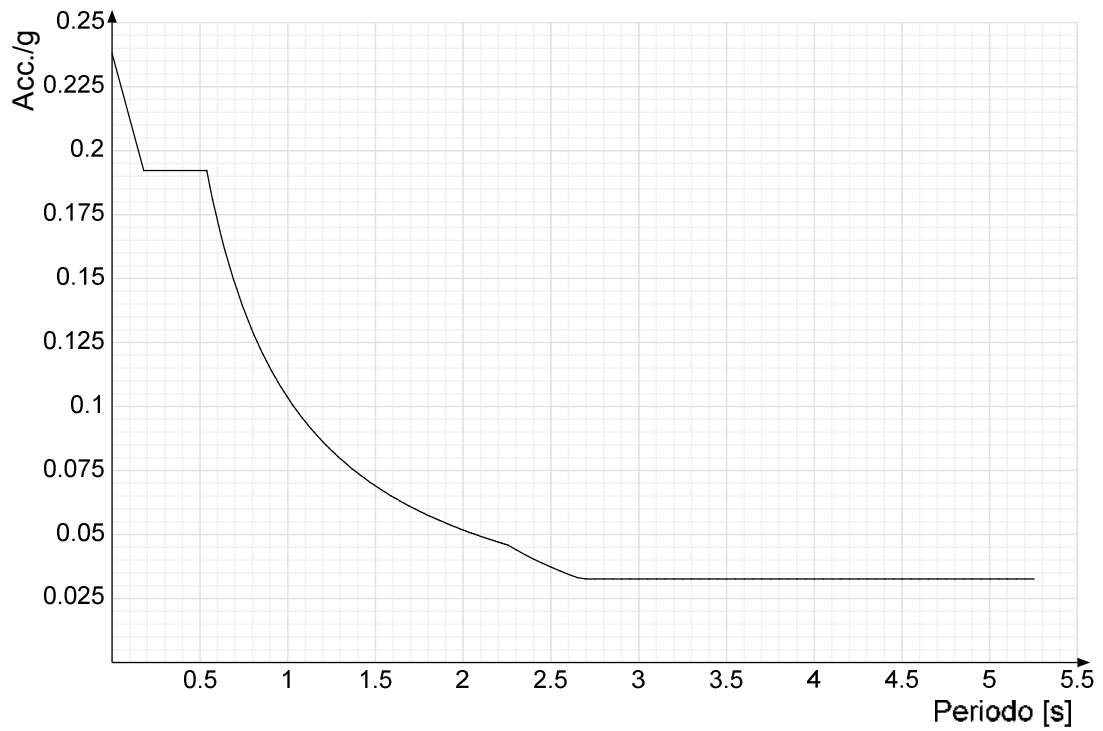
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5



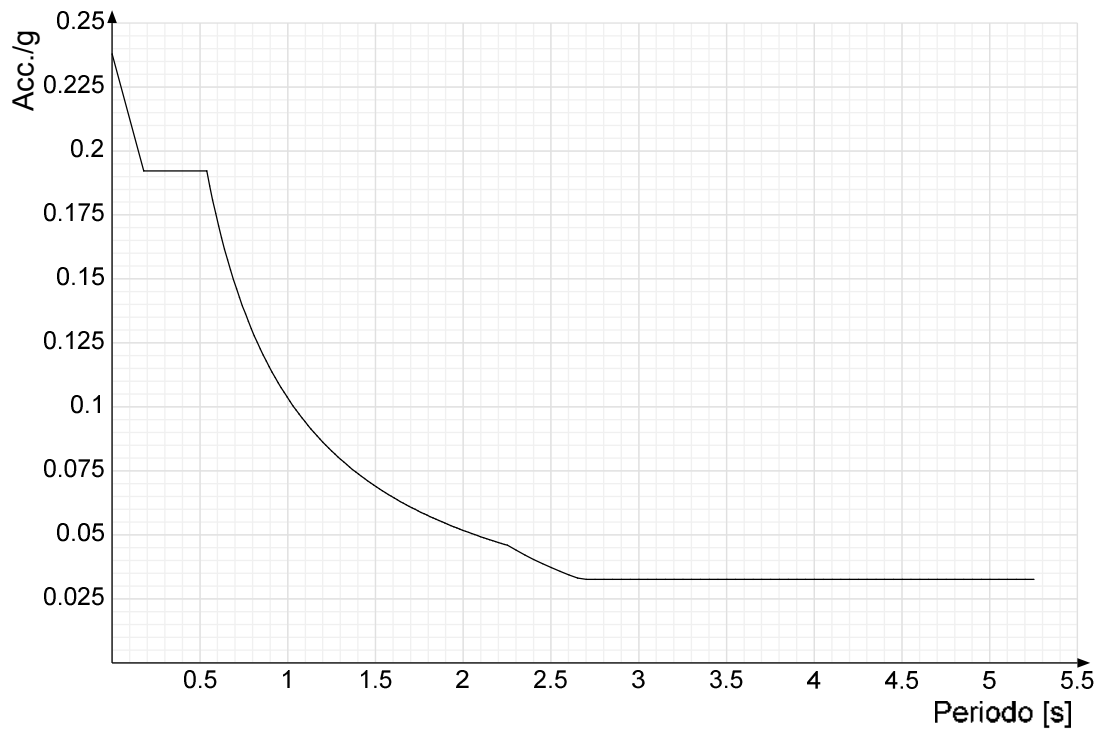
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5



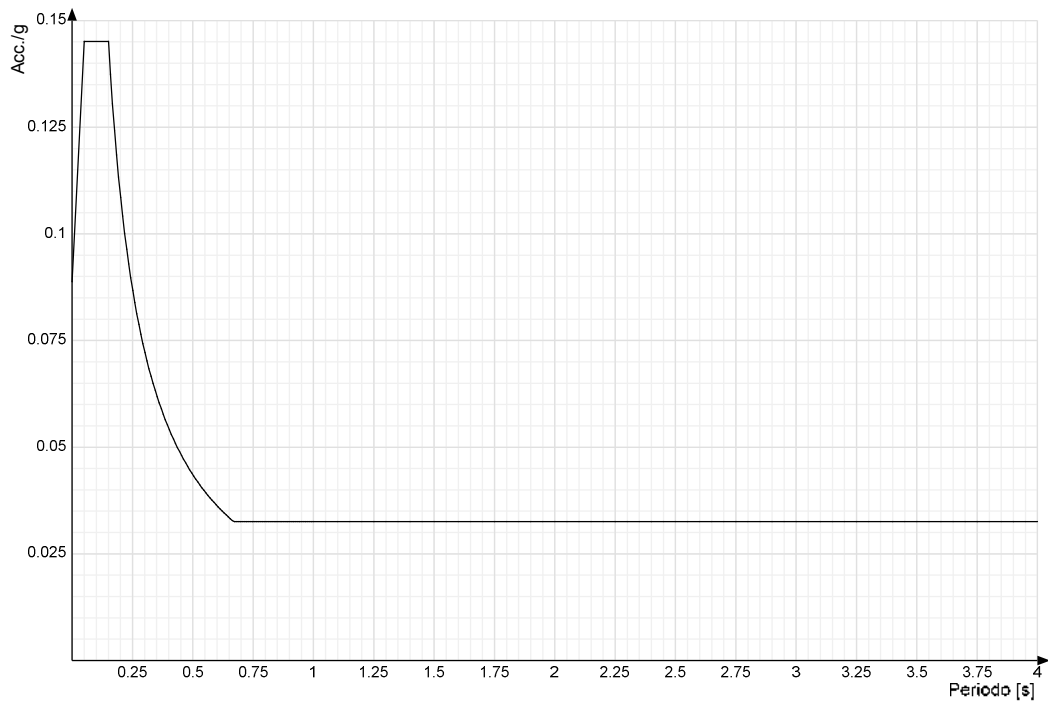
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5



Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5

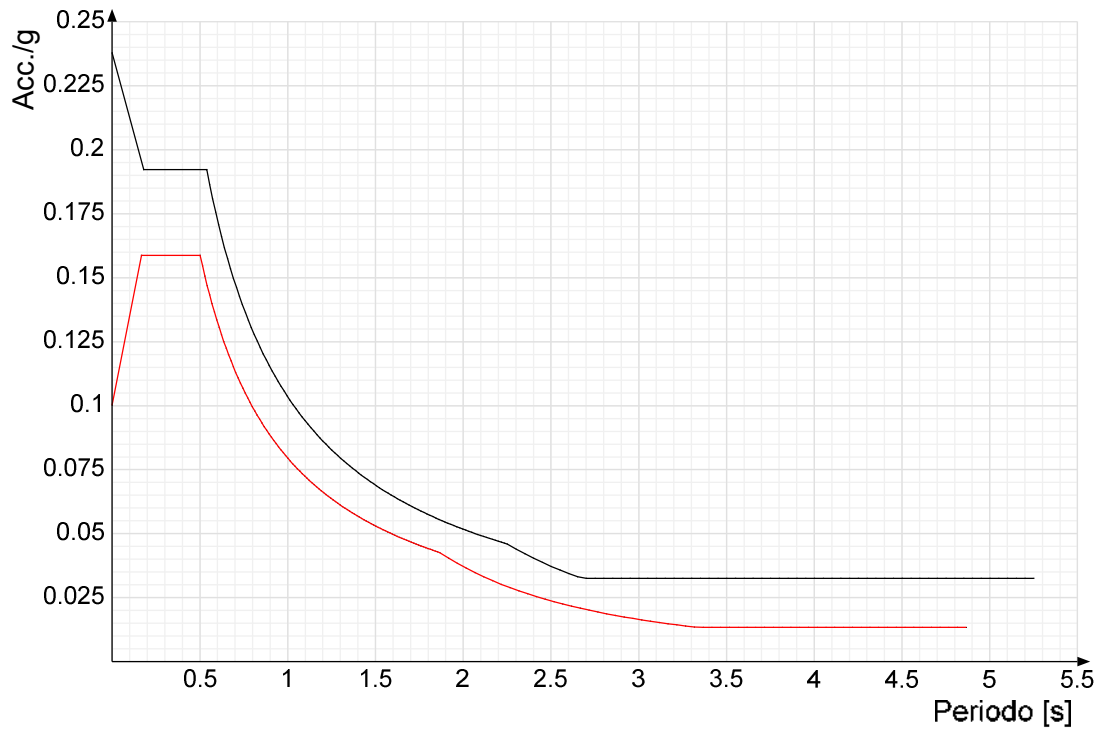


Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5

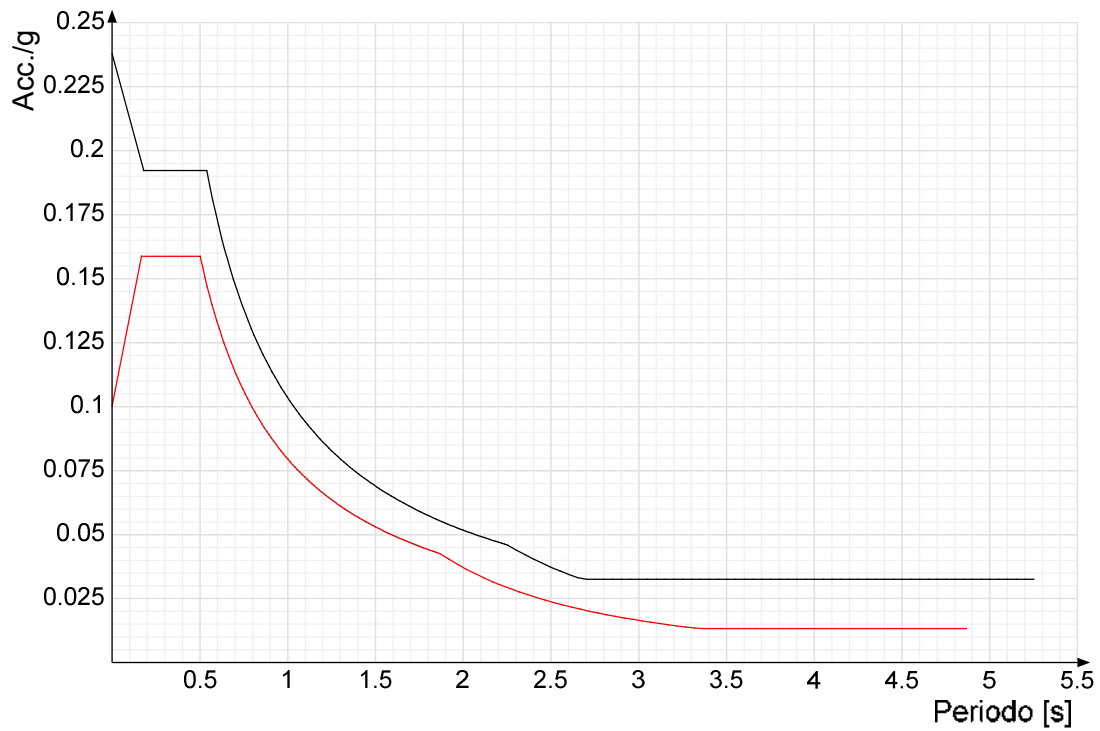


Confronti spettri SLV-SLD

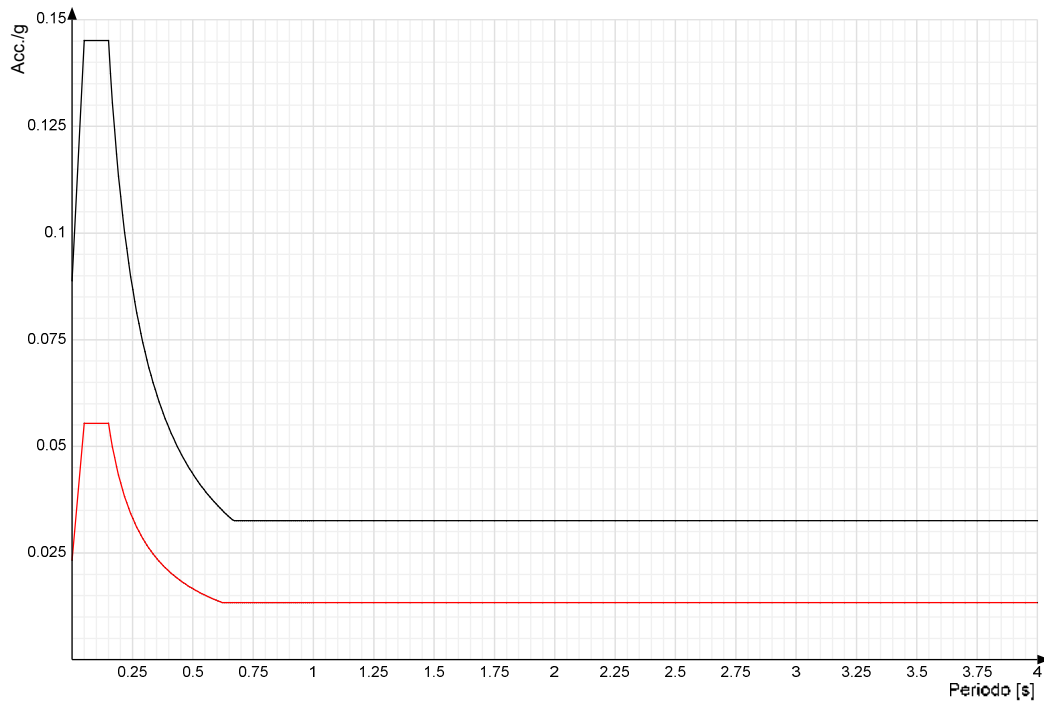
Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



3.1.3 Preferenze di verifica

3.1.3.1 Normativa di verifica in uso

Norma di verifica

Cemento armato

Legno

Acciaio

(N.T.C.)

Alluminio

Pannelli in gessofibra

01-18 (N.T.C.)

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Preferenze analisi di verifica in stato limite

Preferenze di verifica legno D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Preferenze di verifica acciaio D.M. 17-01-18

Preferenze di verifica alluminio EC9

Preferenze di verifica pannelli gessofibra D.M. 17-

3.1.3.2 Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione

15

γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)

1.15

γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)

1.5

Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara

0.6

Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente

0.45

Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara

0.8

Coefficiente di riduzione della τ per cattiva aderenza

0.7

Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4

0.0002

[m]

Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4

0.0003

[m]

Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4

0.0004

[m]

Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q

No

Copriferro secondo EC2

Si

3.1.3.3 Normativa di verifica legno

γ combinazioni fondamentali massiccio

1.5

γ combinazioni fondamentali lamellare

1.45

γ combinazioni fondamentali unioni

1.5

γ combinazioni eccezionali

1

γ combinazioni esercizio

1

Kmod durata istantaneo, classe 1

1.1

Kmod durata istantaneo, classe 2

1.1

Kmod durata istantaneo, classe 3

0.9

Kmod durata breve, classe 1

0.9

Kmod durata breve, classe 2

0.9

Kmod durata breve, classe 3

0.7

Kmod durata media, classe 1

0.8

Kmod durata media, classe 2

0.8

Kmod durata media, classe 3

0.65

Kmod durata lunga, classe 1

0.7

Kmod durata lunga, classe 2

0.7

Kmod durata lunga, classe 3

0.55

Kmod durata permanente, classe 1

0.6

Kmod durata permanente, classe 2

0.6

Kmod durata permanente, classe 3

0.5

Kdef classe 1

0.6

Kdef classe 2

0.8

Kdef classe 3

2

3.1.3.4 Normativa di verifica acciaio

γ_{m0}

1.05

γ_{m1}

1.05

γ_{m2}

1.25

Coefficiente riduttivo per effetto vettoriale

0.7

Calcolo coefficienti C1, C2, C3 per Mcr

automatico

Coefficienti α , β per flessione deviata

unitari

Verifica semplificata conservativa	si
L/e0 iniziale per profili accoppiati compressi	500
Metodo semplificato formula (4.2.82)	si
Escludi 6.2.6.7 e 6.2.6.8 in 7.5.4.3 e 7.5.4.5	si
Applica Nota 1 del prospetto 6.2	si
Riduzione fy per tubi tondi di classe 4	no
Effettua la verifica secondo 6.2.8 con irrigidimenti superiori (piastra di base)	si
Limite spostamento relativo interpiano e monopiano colonne	0.00333
Limite spostamento relativo complessivo multipiano colonne	0.002
Considera taglio resistente estremità sagomati	no
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	no

3.1.4 Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	0.5	[m]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	0.5	[m]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli	
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento	
Metodo P-Delta	non utilizzato	
Analisi buckling	non utilizzata	
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2	
Spessori membranale e flessionale pareti XLAM da sole tavole verticali	No	
Moltiplicatore rigidità connettori pannelli pareti legno a diaframma	1	
Tolleranza di parallelismo	4.99	[deg]
Tolleranza di unicità punti	0.1	[m]
Tolleranza generazione nodi di aste	0.01	[m]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99	[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	0.04	[m]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	1	[m]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No	
Modello elastico pareti in muratura	Gusci	
Concentra masse pareti nei vertici	No	
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica	
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000	
Metodo di risoluzione della matrice	AspenTech MA57	
Scrivi commenti nel file di input	No	
Scrivi file di output in formato testo	No	
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali	
Moltiplicatore rigidità molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1	
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico	

3.1.5 Moltiplicatori inerziali

Tipologia: tipo di entità a cui si riferiscono i moltiplicatori inerziali.

J2: moltiplicatore inerziale di J2. Il valore è adimensionale.

J3: moltiplicatore inerziale di J3. Il valore è adimensionale.

Jt: moltiplicatore inerziale di Jt. Il valore è adimensionale.

A: moltiplicatore dell'area della sezione. Il valore è adimensionale.

A2: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 2. Il valore è adimensionale.

A3: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 3. Il valore è adimensionale.

Conci rigidi: fattore di riduzione dei tronchi rigidi. Il valore è adimensionale.

Tipologia	J2	J3	Jt	A	A2	A3	Conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Pilastro C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Trave di fondazione	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Palo	1	1	0.01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0.5
Trave tralicciata	1	1	0.01	1	1	1	0.5

3.1.6 Preferenze di analisi non lineare FEM

Metodo iterativo	Secante
Tolleranza iterazione	0.0001
Numero massimo iterazioni	50

3.1.7 Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione	non applicata	
Metodo di ripartizione	a zone d'influenza	
Percentuale carico calcolato a trave continua	0	
Esegui smoothing diagrammi di carico	applicata	
Tolleranza smoothing altezza trapezi	0.001	[kN/m]
Tolleranza smoothing altezza media trapezi	0.001	[kN/m]

3.1.8 Preferenze del suolo

Fondazioni non modellate e struttura bloccata alla base	no	
Fondazioni bloccate orizzontalmente	no	
Considera peso sismico delle fondazioni	no	
Fondazioni superficiali e profonde su suolo elastoplastico	no	
Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	4600	[kN/m³]
Rapporto di coefficiente sottofondo orizzontale/verticale	0.5	
Pressione verticale limite sul terreno per abbassamento (default)	1000	[kN/m²]
Pressione verticale limite sul terreno per innalzamento (default)	0.1	[kN/m²]
Metodo di calcolo della K verticale	Vesic	
Metodo di calcolo della portanza e della pressione limite	Terzaghi	
Terreno laterale di riporto da piano posa fondazioni (default)	Strato 1-DPSH 1-materiale di riporto	
Dimensione massima della discretizzazione del palo (default)	2	[m]
Moltiplicatore coesione per pressione orizzontale limite nei pali	1	
Moltiplicatore spinta passiva per pressione orizzontale pali	1	

K punta palo (default)	40000	[kN/m ³]
Pressione limite punta palo (default)	15000	[kN/m ²]
Pressione per verifica schiacciamento fondazioni superficiali	600	[kN/m ²]
Calcola cedimenti fondazioni superficiali	no	
Spessore massimo strato	10	[m]
Profondità massima	10	[m]
Cedimento assoluto ammissibile	0.05	[m]
Cedimento differenziale ammissibile	0.05	[m]
Cedimento relativo ammissibile	0.05	[m]
Rapporto di inflessione F/L ammissibile	0.003333	
Rotazione rigida ammissibile	0.191	[deg]
Rotazione assoluta ammissibile	0.191	[deg]
Distorsione positiva ammissibile	0.191	[deg]
Distorsione negativa ammissibile	0.095	[deg]
Considera fondazioni compensate	no	
Coefficiente di riduzione della Max attesa	0.3	
Condizione per la valutazione della spinta su pareti	Lungo termine	
Considera l'azione sismica del terreno anche su pareti sotto lo zero sismico	no	
Calcola cedimenti teorici pali	si	
Considera accorciamento del palo	si	
Distanza influenza cedimento palo	10	[m]
Distribuzione attrito laterale	Attrito laterale uniforme	
Ripartizione del carico	Ripartizione come da modello FEM	
Scelta terreno laterale	Media pesata degli strati coinvolti	
Scelta terreno punta	Media pesata degli strati coinvolti	
Cedimento assoluto ammissibile	0.025	[m]
Cedimento medio ammissibile	0.025	[m]
Cedimento differenziale ammissibile	0.025	[m]
Rotazione rigida ammissibile	0.191	[deg]
Trascura la coesione efficace in verifica allo scorrimento	si	
Considera inclinazione spinta del terreno contro pareti	no	
Esegui verifica a liquefazione	si	
Metodo di verifica liquefazione	Seed-Idriss (1982)	
Coeff. di sicurezza minimo a liquefazione	1.3	
Magnitudo scaling factor per liquefazione	1	

3.1.9 Preferenze progetto muratura

Forza minima aggancio al piano (default)	0	[kN/m]
Denominatore per momento ortogonale (default)	8	
Minima resistenza trazione travi (default)	300	[kN]
Angolo cuneo verifica ribaltamento (default)	30	[deg]
Considera $d = 0.8 * h$ nei maschi senza fibre compresse	si	
Verifica pressoflessione deviata	No	
Considera effetto piastra in presenza di irrigidimenti	si	

3.2 Azioni e carichi

3.2.1 Azione del vento

Zona	Zona 3	
Rugosità	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui	
altezza media superi i 15m		
Categoria esposizione	V	
Vb	27	[m/s]
Tr	0.5	[m/s]
Ct	0.01	[m/s]
qr	0.456	[kN/m ²]

3.2.2 Azione della neve

Zona	Zona III	
Classe topografica	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	
Ce	1	
Ct	1	
Tr	50	
qsk	0.6	[kN/m ²]

3.2.3 Condizioni elementari di carico

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Nome breve: nome breve assegnato alla condizione elementare.

Durata: describe la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

ψ_0 : coefficiente moltiplicatore ψ_0 . Il valore è adimensionale.

ψ_1 : coefficiente moltiplicatore ψ_1 . Il valore è adimensionale.

ψ_2 : coefficiente moltiplicatore ψ_2 . Il valore è adimensionale.

Con segno: describe se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Con segno
Pesi strutturali	Pesi	Permanente				
Permanenti portati	Port.	Permanente				
Variabile A	Variabile A	Media	0.7	0.5	0.3	
Variabile H	Variabile H	Media	0	0	0	
Neve	Neve	Media	0.5	0.2	0	
ΔT	ΔT	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV	X SLV					
Sisma Y SLV	Y SLV					
Sisma Z SLV	Z SLV					
Eccentricità Y per sisma X SLV	EY SLV					
Eccentricità X per sisma Y SLV	EX SLV					
Sisma X SLD	X SLD					

Descrizione	Nome breve	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Con segno
Sisma Y SLD	Y SLD					
Sisma Z SLD	Z SLD					
Eccentricità Y per sisma X SLD	EY SLD					
Eccentricità X per sisma Y SLD	EX SLD					
Sisma X SLO	X SLO					
Sisma Y SLO	Y SLO					
Sisma Z SLO	Z SLO					
Eccentricità Y per sisma X SLO	EY SLO					
Eccentricità X per sisma Y SLO	EX SLO					
Terreno sisma X SLV	Tr x SLV					
Terreno sisma Y SLV	Tr y SLV					
Terreno sisma Z SLV	Tr z SLV					
Terreno sisma X SLD	Tr x SLD					
Terreno sisma Y SLD	Tr y SLD					
Terreno sisma Z SLD	Tr z SLD					
Terreno sisma X SLO	Tr x SLO					
Terreno sisma Y SLO	Tr y SLO					
Terreno sisma Z SLO	Tr z SLO					
Rig. Ux	R Ux					
Rig. Uy	R Uy					
Rig. Rz	R Rz					

3.2.4 Combinazioni di carico

Nome: E' il nome esteso che contraddistingue la condizione elementare di carico.

Nome breve: E' il nome compatto della condizione elementare di carico, che viene utilizzato altrove nella relazione.

Pesi: Pesi strutturali

Port.: Permanenti portati

Variabile A: Variabile A

Variabile H: Variabile H

Neve: Neve

ΔT : ΔT

X SLO: Sisma X SLO

Y SLO: Sisma Y SLO

Z SLO: Sisma Z SLO

EY SLO: Eccentricità Y per sisma X SLO

EX SLO: Eccentricità X per sisma Y SLO

Tr x SLO: Terreno sisma X SLO

Tr y SLO: Terreno sisma Y SLO

Tr z SLO: Terreno sisma Z SLO

X SLD: Sisma X SLD

Y SLD: Sisma Y SLD

Z SLD: Sisma Z SLD

EY SLD: Eccentricità Y per sisma X SLD

EX SLD: Eccentricità X per sisma Y SLD

Tr x SLD: Terreno sisma X SLD

Tr y SLD: Terreno sisma Y SLD

Tr z SLD: Terreno sisma Z SLD

X SLV: Sisma X SLV

Y SLV: Sisma Y SLV

Z SLV: Sisma Z SLV

EY SLV: Eccentricità Y per sisma X SLV

EX SLV: Eccentricità X per sisma Y SLV

Tr x SLV: Terreno sisma X SLV

Tr y SLV: Terreno sisma Y SLV

Tr z SLV: Terreno sisma Z SLV

R Ux: Rig. Ux

R Uy: Rig. Uy

R Rz: Rig. Rz

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	0	1.5	0
3	SLU 3	1	0.8	0	1.5	0	0
4	SLU 4	1	0.8	0	1.5	0.75	0
5	SLU 5	1	0.8	1.05	0	1.5	0
6	SLU 6	1	0.8	1.05	1.5	0	0
7	SLU 7	1	0.8	1.05	1.5	0.75	0
8	SLU 8	1	0.8	1.5	0	0	0
9	SLU 9	1	0.8	1.5	0	0.75	0
10	SLU 10	1	1.5	0	0	0	0
11	SLU 11	1	1.5	0	0	1.5	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT
12	SLU 12	1	1.5	0	1.5	0	0
13	SLU 13	1	1.5	0	1.5	0.75	0
14	SLU 14	1	1.5	1.05	0	1.5	0
15	SLU 15	1	1.5	1.05	1.5	0	0
16	SLU 16	1	1.5	1.05	1.5	0.75	0
17	SLU 17	1	1.5	1.5	0	0	0
18	SLU 18	1	1.5	1.5	0	0.75	0
19	SLU 19	1.3	0.8	0	0	0	0
20	SLU 20	1.3	0.8	0	0	1.5	0
21	SLU 21	1.3	0.8	0	1.5	0	0
22	SLU 22	1.3	0.8	0	1.5	0.75	0
23	SLU 23	1.3	0.8	1.05	0	1.5	0
24	SLU 24	1.3	0.8	1.05	1.5	0	0
25	SLU 25	1.3	0.8	1.05	1.5	0.75	0
26	SLU 26	1.3	0.8	1.5	0	0	0
27	SLU 27	1.3	0.8	1.5	0	0.75	0
28	SLU 28	1.3	1.5	0	0	0	0
29	SLU 29	1.3	1.5	0	0	1.5	0
30	SLU 30	1.3	1.5	0	1.5	0	0
31	SLU 31	1.3	1.5	0	1.5	0.75	0
32	SLU 32	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0
33	SLU 33	1.3	1.5	1.05	1.5	0	0
34	SLU 34	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0
35	SLU 35	1.3	1.5	1.5	0	0	0
36	SLU 36	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0	0
2	SLE RA 2	1	1	0	0	1	0
3	SLE RA 3	1	1	0	1	0	0
4	SLE RA 4	1	1	0	1	0.5	0
5	SLE RA 5	1	1	0.7	0	1	0
6	SLE RA 6	1	1	0.7	1	0	0
7	SLE RA 7	1	1	0.7	1	0.5	0
8	SLE RA 8	1	1	1	0	0	0
9	SLE RA 9	1	1	1	0	0.5	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0	0	0.2	0
3	SLE FR 3	1	1	0.3	0	0.2	0
4	SLE FR 4	1	1	0.5	0	0	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0.3	0	0	0

Famiglia SLU eccezionale

Il nome compatto della famiglia è SLU EX.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT
------	------------	------	-------	-------------	-------------	------	----

Famiglia SLO

Il nome compatto della famiglia è SLO.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT	X SLO
1	SLO 1	1	1	0.3	0	0	0	-1
2	SLO 2	1	1	0.3	0	0	0	-1
3	SLO 3	1	1	0.3	0	0	0	-1
4	SLO 4	1	1	0.3	0	0	0	-1
5	SLO 5	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
6	SLO 6	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
7	SLO 7	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
8	SLO 8	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
9	SLO 9	1	1	0.3	0	0	0	0.3
10	SLO 10	1	1	0.3	0	0	0	0.3
11	SLO 11	1	1	0.3	0	0	0	0.3
12	SLO 12	1	1	0.3	0	0	0	0.3
13	SLO 13	1	1	0.3	0	0	0	1
14	SLO 14	1	1	0.3	0	0	0	1
15	SLO 15	1	1	0.3	0	0	0	1
16	SLO 16	1	1	0.3	0	0	0	1

Nome	Nome breve	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT	X SLD
1	SLD 1	1	1	0.3	0	0	0	-1
2	SLD 2	1	1	0.3	0	0	0	-1
3	SLD 3	1	1	0.3	0	0	0	-1
4	SLD 4	1	1	0.3	0	0	0	-1
5	SLD 5	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
6	SLD 6	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
7	SLD 7	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
8	SLD 8	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
9	SLD 9	1	1	0.3	0	0	0	0.3
10	SLD 10	1	1	0.3	0	0	0	0.3
11	SLD 11	1	1	0.3	0	0	0	0.3
12	SLD 12	1	1	0.3	0	0	0	0.3
13	SLD 13	1	1	0.3	0	0	0	1
14	SLD 14	1	1	0.3	0	0	0	1
15	SLD 15	1	1	0.3	0	0	0	1
16	SLD 16	1	1	0.3	0	0	0	1

Nome	Nome breve	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV

Il nome compatto della famiglia è SLV.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT	X SLV
1	SLV 1	1	1	0.3	0	0	0	-1
2	SLV 2	1	1	0.3	0	0	0	-1
3	SLV 3	1	1	0.3	0	0	0	-1
4	SLV 4	1	1	0.3	0	0	0	-1
5	SLV 5	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
6	SLV 6	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
7	SLV 7	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
8	SLV 8	1	1	0.3	0	0	0	-0.3
9	SLV 9	1	1	0.3	0	0	0	0.3
10	SLV 10	1	1	0.3	0	0	0	0.3
11	SLV 11	1	1	0.3	0	0	0	0.3
12	SLV 12	1	1	0.3	0	0	0	0.3
13	SLV 13	1	1	0.3	0	0	0	1
14	SLV 14	1	1	0.3	0	0	0	1
15	SLV 15	1	1	0.3	0	0	0	1
16	SLV 16	1	1	0.3	0	0	0	1

Nome	Nome breve	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV 1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV fondazioni

Il nome compatto della famiglia è SLV FO.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT	X SLV
1	SLV FO 1	1	1	0.3	0	0	0	-1.1
2	SLV FO 2	1	1	0.3	0	0	0	-1.1
3	SLV FO 3	1	1	0.3	0	0	0	-1.1
4	SLV FO 4	1	1	0.3	0	0	0	-1.1
5	SLV FO 5	1	1	0.3	0	0	0	-0.33
6	SLV FO 6	1	1	0.3	0	0	0	-0.33
7	SLV FO 7	1	1	0.3	0	0	0	-0.33
8	SLV FO 8	1	1	0.3	0	0	0	-0.33
9	SLV FO 9	1	1	0.3	0	0	0	0.33
10	SLV FO 10	1	1	0.3	0	0	0	0.33
11	SLV FO 11	1	1	0.3	0	0	0	0.33
12	SLV FO 12	1	1	0.3	0	0	0	0.33
13	SLV FO 13	1	1	0.3	0	0	0	1.1

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile A	Variabile H	Neve	ΔT	X SLV
14	SLV FO 14	1	1	0.3	0	0	0	1.1
15	SLV FO 15	1	1	0.3	0	0	0	1.1
16	SLV FO 16	1	1	0.3	0	0	0	1.1

Nome	Nome breve	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV FO 1	-0.33	0	-1.1	0.33	-1.1	-0.33	0
2	SLV FO 2	-0.33	0	1.1	-0.33	-1.1	-0.33	0
3	SLV FO 3	0.33	0	-1.1	0.33	-1.1	0.33	0
4	SLV FO 4	0.33	0	1.1	-0.33	-1.1	0.33	0
5	SLV FO 5	-1.1	0	-0.33	1.1	-0.33	-1.1	0
6	SLV FO 6	-1.1	0	0.33	-1.1	-0.33	-1.1	0
7	SLV FO 7	1.1	0	-0.33	1.1	-0.33	1.1	0
8	SLV FO 8	1.1	0	0.33	-1.1	-0.33	1.1	0
9	SLV FO 9	-1.1	0	-0.33	1.1	0.33	-1.1	0
10	SLV FO 10	-1.1	0	0.33	-1.1	0.33	-1.1	0
11	SLV FO 11	1.1	0	-0.33	1.1	0.33	1.1	0
12	SLV FO 12	1.1	0	0.33	-1.1	0.33	1.1	0
13	SLV FO 13	-0.33	0	-1.1	0.33	1.1	-0.33	0
14	SLV FO 14	-0.33	0	1.1	-0.33	1.1	-0.33	0
15	SLV FO 15	0.33	0	-1.1	0.33	1.1	0.33	0
16	SLV FO 16	0.33	0	1.1	-0.33	1.1	0.33	0

Famiglia Calcolo rigidezza torsionale/flessionale di piano

Il nome compatto della famiglia è CRTFP.

Nome	Nome breve	R Ux	R Uy	R Rz
Rig. Ux+	CRTFP Ux+	1	0	0
Rig. Ux-	CRTFP Ux-	-1	0	0
Rig. Uy+	CRTFP Uy+	0	1	0
Rig. Uy-	CRTFP Uy-	0	-1	0
Rig. Rz+	CRTFP Rz+	0	0	1
Rig. Rz-	CRTFP Rz-	0	0	-1

3.2.5 Definizioni di carichi lineari

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Fx i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fx f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fy i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fy f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fz i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Fz f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Mx i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

Mx f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

My i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

My f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

Mz i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Mz f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Nome	Condizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
Inerzia loculo a cantera	Descrizione												
	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	-11.5	-11.5	0	0	0	0	0	0
	Variabile A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile H	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3.2.6 Definizioni di carichi superficiali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [kN/m²]

Applicazione: modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Condizione	Valori		Applicazione
		Descrizione	Valore	
Carico loculo a cantera	Pesi strutturali		0	Verticale
	Permanenti portati		23	Verticale
	Variabile A		10	Verticale
	Variabile H		0	Verticale
	Neve		0	Verticale
Copertura	Pesi strutturali		0	Verticale
	Permanenti portati		0.5	Verticale
	Variabile A		0	Verticale
	Variabile H		0.5	Verticale
	Neve		0.5	Verticale

3.3 Quote

3.3.1 Livelli

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: spessore del livello. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0.1	0.25
L2	Copertura	3.42	0.1

3.3.2 Tronchi

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al tronco.

Descrizione: nome assegnato al tronco.

Quota 1: riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota 2: riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Copertura	Fondazione	Copertura

3.4 Sondaggi del sito

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio DPSH1

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in m

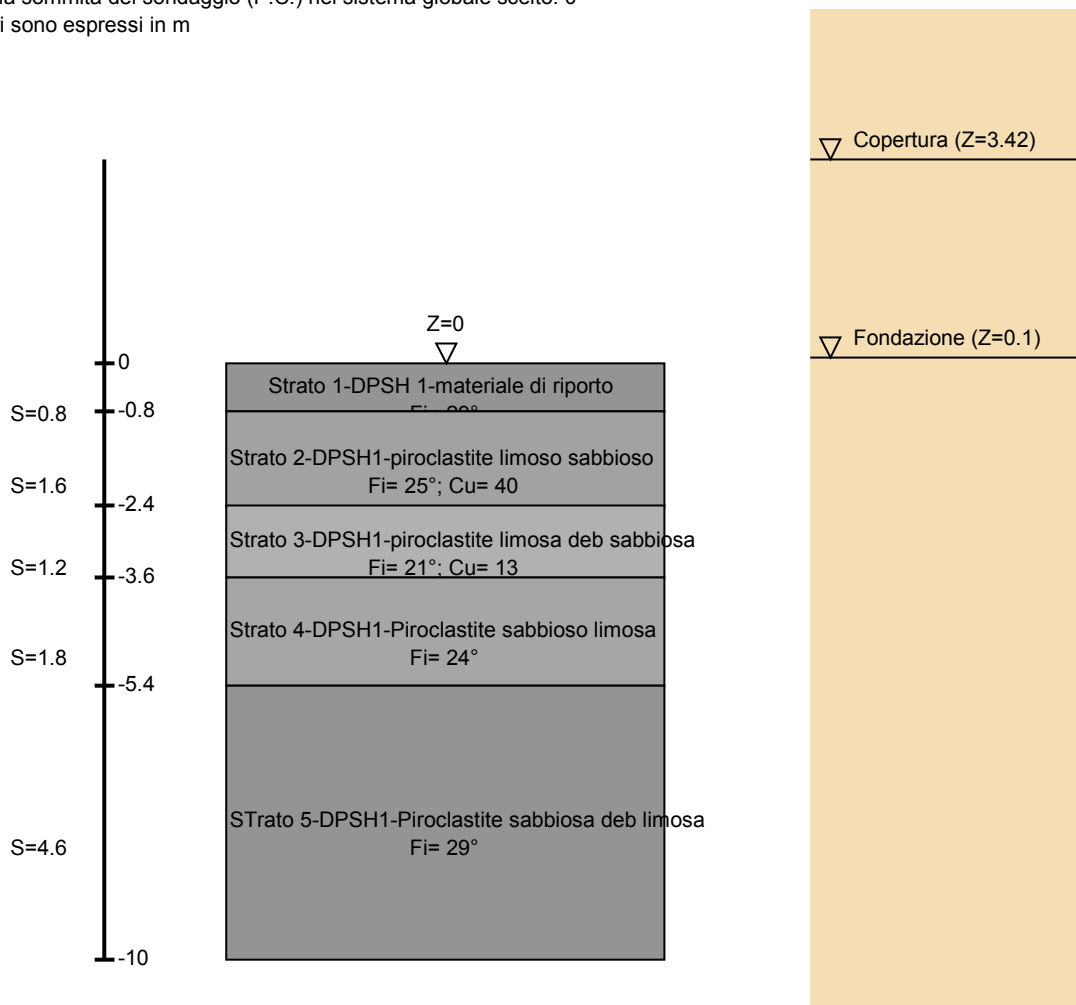


Immagine: Sondaggio DPSH1

Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [m]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto

risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 1- DPSH 1- materiale di riporto	0.8	Da verifica	20	20	120	120	14000	14000	20000	20000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 2- DPSH1- piroclastite limoso sabbioso	1.6	Da verifica	25	20	150	120	9000	9000	14000	14000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 3- DPSH1- piroclastite limosa deb sabbiosa	1.2	Da verifica	30	25	170	150	8000	8000	12000	12000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 4- DPSH1- Piroclastite sabbioso limosa	1.8	Da verifica	30	30	170	170	9000	9000	15000	15000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 5- DPSH1- Piroclastite sabbiosa deb limosa	4.6	Da verifica	35	35	180	180	23000	23000	34000	34000	0	0	0	0	0	0	1	1

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio DPSH2

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 6,12303176911189E-14, 1000

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in m

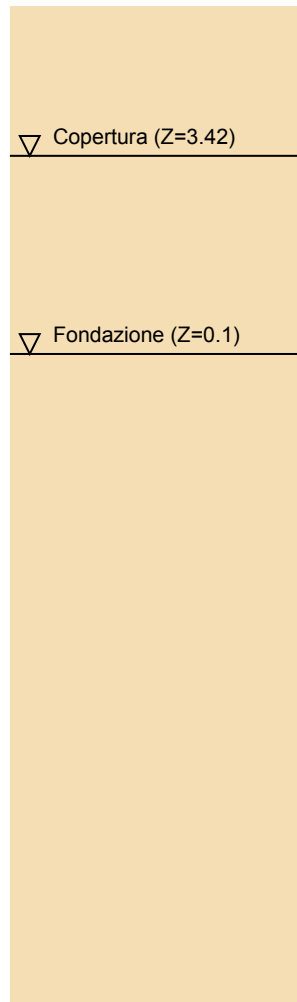
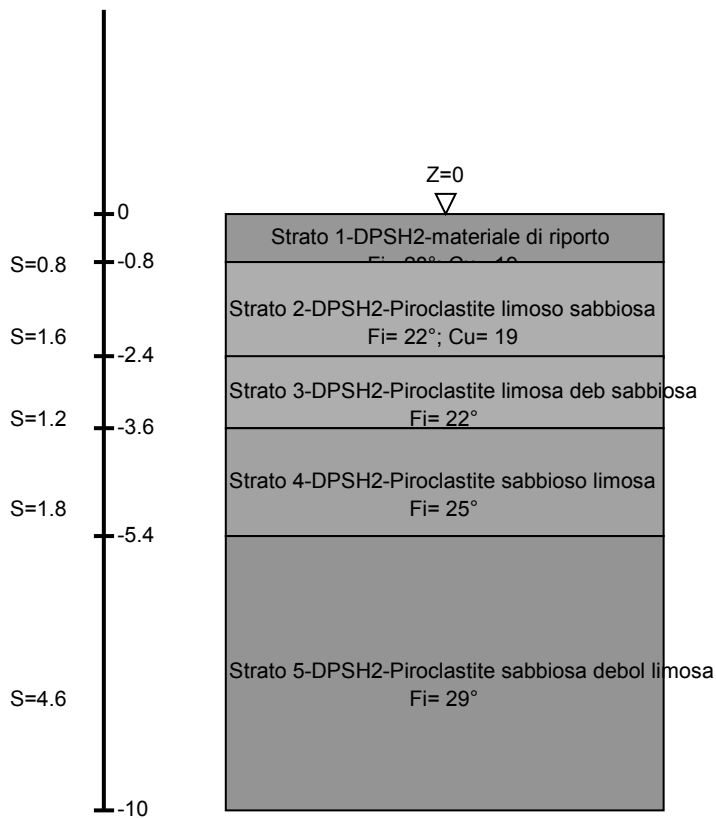


Immagine: Sondaggio DPSH2

Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [m]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 1-DPSH2-materiale di riporto	0.8	Da verifica	20	20	120	120	1000	1000	18000	18000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 2-DPSH2-Piroclastite limoso sabbiosa	1.6	No	25	20	150	120	8000	8000	13000	13000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 3-DPSH2-Piroclastite limosa deb sabbiosa	1.2	Da verifica	30	25	170	150	8000	8000	13000	13000	0	0	0	0	0	0	1	1

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 4- DPSH2- Piroclastite sabbioso limosa	1.8	Da verifica	30	30	170	170	10000	10000	16000	16000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 5- DPSH2- Piroclastite sabbiosa debol limosa	4.6	Da verifica	35	35	180	180	23000	23000	35000	35000	0	0	0	0	0	0	1	1

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio DPSH3

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 1,22460635382238E-13, 2000

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in m

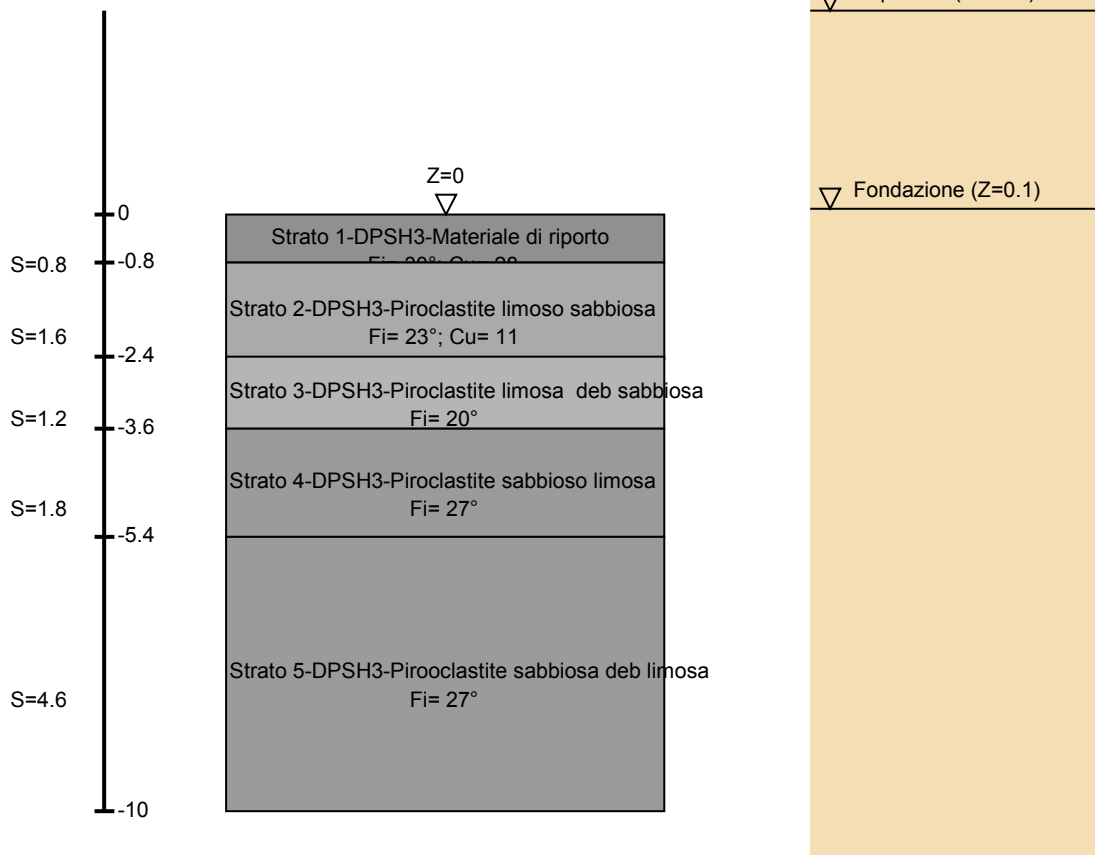


Immagine: Sondaggio DPSH3

Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [m]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 1- DPSH3- Materiale di riporto	0.8	Da verifica	20	20	120	120	12000	12000	18000	18000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 2- DPSH3- Piroclastite limoso sabbiosa	1.6	Da verifica	25	20	150	120	8000	8000	13000	13000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 3- DPSH3- Piroclastite limosa deb sabbiosa	1.2	Da verifica	30	25	170	150	7000	7000	12000	12000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 4- DPSH3- Piroclastite sabbioso limosa	1.8	Da verifica	30	30	170	170	12000	12000	18000	18000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 5- DPSH3- Piroclastite sabbiosa deb limosa	4.6	Da verifica	35	35	180	180	20000	20000	29000	29000	0	0	0	0	0	0	1	1

3.5 Elementi di input

3.5.1 Fili fissi

3.5.1.1 Fili fissi di piano

Livello: quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Punto: punto di inserimento.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Estradosso: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [m]

Angolo: angolo misurato dal semiasse positivo delle ascisse in verso antiorario. [deg]

Tipo: tipo di simbolo.

T.c.: testo completo visualizzato accanto al filo fisso, costituito dalla concatenazione del prefisso e del testo.

Livello	Punto		Estradosso	Angolo	Tipo	T.c.	Livello	Punto		Estradosso	Angolo	Tipo	T.c.
	X	Y						X	Y				
L1	10.61	2.05	0	0	Croce	S18	L1	4.539	2.05	0	0	Croce	S9
L1	4.54	1.025	0	0	Croce	S8	L1	4.54	0	0	0	Croce	S7
L1	8	0	0	0	Croce	S13	L1	7.15	2.05	0	0	Croce	S12
L1	7.15	1.025	0	0	Croce	S11	L1	7.15	0	0	0	Croce	S10
L1	10.61	1.025	0	0	Croce	S17	L1	10.61	0	0	0	Croce	S16
L1	7.999	2.05	0	0	Croce	S15	L1	8	1.025	0	0	Croce	S14

3.5.2 Piastre C.A.

3.5.2.1 Piastre C.A. di piano

Livello: quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Sp.: spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [m]

Punti: punti di definizione in pianta.

I.: indice del punto corrente nell'insieme dei punti di definizione dell'elemento.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Estr.: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [m]

Mat.: riferimento ad una definizione di calcestruzzo.

Car.sup.: riferimento alla definizione di un carico superficiale. Accetta anche il valore "Nessuno".

Car.pot.: riferimento alla definizione di un carico potenziale. Accetta anche il valore "Nessuno".

DeltaT: riferimento alla definizione di una variazione termica. Accetta anche il valore "Nessuno".

Sovr.: aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

S.Z.: indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

P.sup.: peso per unità di superficie. [kN/m²]

Fond.: riferimento alla fondazione sottostante l'elemento.

Fori: riferimenti a tutti gli elementi che forano la piastra.

Livello	Sp.	Punti			Estr.	Mat.	Car.sup.	Car.pot.	DeltaT	Sovr.	S.Z.	P.sup.	Fond.	Fori
		I.	X	Y										
L1	0.25	1	7.925	0	0	C25/30	Carico loculo a cantera			0	No	6.25		
		2	10.685	0										
		3	10.685	2.05										
		4	7.925	2.05										
L1	0.25	1	7.225	0	0	C25/30				0	No	6.25		H1
		2	7.925	0										
		3	7.925	2.05										
		4	7.225	2.05										
L1	0.25	1	4.465	0	0	C25/30	Carico loculo a cantera			0	No	6.25		

Livello	Sp.	Punti			Estr.	Mat.	Car.sup.	Car.pot.	DeltaT	Sovr.	S.Z	P.sup.	Fond.	Fori
		I.	X	Y										
		2	7.225	0										
		3	7.225	2.05										
		4	4.465	2.05										
L2	0.1	1	4.415	2.65	0	C25/30	Copertura		0	No	2.5			
		2	4.415	-0.05										
		3	7.275	-0.05										
		4	7.275	2.65										
L2	0.1	1	7.875	2.65	0	C25/30	Copertura		0	No	2.5			
		2	7.875	-0.05										
		3	10.735	-0.05										
		4	10.735	2.65										

3.5.3 Pareti C.A.

Tr.: riferimento al tronco indicante la quota inferiore e superiore.

Sp.: spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [m]

P.i.: posizione del punto di inserimento rispetto ad una sezione verticale, vista dal punto iniziale verso il punto finale.

Punto i.: punto iniziale in pianta.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Punto f.: punto finale in pianta.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Mat.: riferimento ad una definizione di calcestruzzo.

Car.pot.: riferimento alla definizione di un carico potenziale. Accetta anche il valore "Nessuno".

DeltaT: riferimento alla definizione di una variazione termica. Accetta anche il valore "Nessuno".

Sovr.: aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

S.Z: indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

Aperture: Riferimenti a tutti gli elementi che forano la parete.

Tr.	Sp.	P.i.	Punto i.		Punto f.		Mat.	Car.pot.	DeltaT	Sovr.	S.Z	Aperture
			X	Y	X	Y						
T1	0.2	Centro	4.54	0	4.54	1.025	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	8.002	1.027	10.61	1.025	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	10.61	1.025	10.61	2.05	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	10.61	0	10.61	1.025	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	4.54	1.025	7.15	1.025	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	8	0	8	1.025	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	8	1.025	7.999	2.05	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	4.54	1.025	4.539	2.05	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	7.15	1.025	7.15	2.05	C25/30			0	No	
T1	0.2	Centro	7.15	0	7.15	1.025	C25/30			0	No	

3.5.4 Fondazioni profonde

Descrizione breve: descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli dei pali e plinti su pali.

Stratigrafia: stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.

Sondaggio: è possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.

Estradosso: distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [m]

Deformazione volumetrica: valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.

K punta: coefficiente di sottofondo verticale del terreno in punta palo. [kN/m³]

Pressione limite punta: valore limite di pressione del terreno in punta palo. [kN/m²]

Descrizione breve	Stratigrafia			K punta	Pressione limite punta
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica		
FPP1	Piu' vicino in sito	0	Default (0.039)	Default (40000)	Default (15000)

3.5.5 Pali

3.5.5.1 Pali di piano

Palo: riferimento ad una definizione di palo.

Liv.: quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Punto: punto di inserimento.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Estr.: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [m]

Lungh.: lunghezza del palo. [m]

Coll. testa: tipo di collegamento fra la testa del palo e l'eventuale sovrastruttura.

Capacità portante palo: capacità portante ultima palo singolo, somma di quella laterale e quella alla punta; ciascuna delle due capacità può essere calcolata in automatico con formule statiche oppure può esserne specificato direttamente il valore numerico.

Fond.: riferimento alla fondazione sottostante l'elemento.

Palo	Liv.	Punto		Estr.	Lungh.	Coll. testa	Capacità portante palo	Fond.
		X	Y					
Micropalo D230	L1	9.275	0.5	0	6	Incastro	671.81 = Default (48.59) + Default (623.21); 683.39 = Default (60.18) + Default (623.21)	FPP1

Palo	Liv.	Punto		Estr.	Lungh.	Coll. testa	Capacità portante palo	Fond.
		X	Y					
Micropalo D230	L1	9.275	1.551	0	6	Incastro	671.81 = Default (48.59) + Default (623.21); 683.39 = Default (60.18) + Default (623.21)	FPP1
Micropalo D230	L1	5.875	0.5	0	6	Incastro	671.81 = Default (48.59) + Default (623.21); 683.39 = Default (60.18) + Default (623.21)	FPP1
Micropalo D230	L1	5.875	1.551	0	6	Incastro	671.81 = Default (48.59) + Default (623.21); 683.39 = Default (60.18) + Default (623.21)	FPP1

3.5.6 Carichi lineari

3.5.6.1 Carichi lineari di piano

Carico: riferimento alla definizione di un carico lineare.

Livello: quota del punto di inserimento iniziale. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Punto i.: punto di inserimento iniziale.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Punto f.: punto di inserimento finale.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Estr.: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [m]

Carico	Livello	Punto i.		Punto f.		Estr.
		X	Y	X	Y	
Inerzia loculo a cantera	Copertura	8.002	1.025	7.999	2.05	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	4.54	1.022	7.15	1.025	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	7.15	1.025	7.15	2.05	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	10.61	0	10.61	1.025	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	7.15	0	7.15	1.025	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	4.539	2.05	4.54	1.025	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	4.54	1.025	4.54	0	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	10.61	1.025	10.61	2.05	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	8	1.025	10.61	1.025	0
Inerzia loculo a cantera	Copertura	8	0	8.002	1.025	0

3.5.7 Fori su piastre e carichi superficiali

3.5.7.1 Fori di piano

Desc.: descrizione breve del foro utilizzata dagli elementi forabili come piastre e carichi superficiali.

Quota: quota di inserimento esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Livello: quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Estradosso: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [m]

Spessore: spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [m]

Punti: punti di definizione in pianta.

Indice: indice del punto corrente nell'insieme dei punti di definizione dell'elemento.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Desc.	Quota	Livello	Estradosso	Spessore	Punti		
					Indice	X	Y
H1	Fondazione	L1	0	0.25	1	7.375	0.9
					2	7.775	0.9
					3	7.775	1.4
					4	7.375	1.4

4 Verifiche

4.1 Verifiche pareti C.A.

nod.: nodo del modello FEM

sez.: tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)

B: base della sezione

H: altezza della sezione

Af+: area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)

Af-: area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)

c+: copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)

c-: copriferro dal lato A (superiore per le piastre)
sc: tensione sul calcestruzzo in esercizio
comb: combinazione di carico
c.s.: coefficiente di sicurezza
N: sforzo normale di calcolo
M: momento flettente di calcolo
Mu: momento flettente ultimo
Nu: sforzo normale ultimo
sf: tensione sull'acciaio in esercizio
Wk: apertura caratteristica delle fessure
Sm: distanza media fra le fessure
st: sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate
fck: resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
fcd: resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo
fctd: resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo
Hcr: altezza critica
q.Hcr: *quota della sezione alla altezza critica
hw: altezza della parete
lw: lunghezza della parete
n.p.: numero di piani
hs: altezza dell'interpiano
Mxd: momento di progetto attorno all'asse x (fuori piano)
Myd: momento di progetto attorno all'asse y (nel piano)
NEd: sforzo normale di progetto
MEd: Momento flettente di progetto di progetto
VEd: sforzo di taglio di progetto
Ngrav.: sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali
NReale.: sforzo normale derivante dall'analisi
VRcd: resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo
epsilon: coefficiente di maggiorazione del taglio derivante dall'analisi
αS: $MEd/(VEd*lw)$ formula 7.4.15
At: area tesa di acciaio
roh: rapporto tra area della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
rov: rapporto tra area della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
VRsd: resistenza a taglio della sezione con armature
Somma(Asj)- Ai: somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento
csi: altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione
Vdd: contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali
Vfd: contributo della resistenza per attrito
Vid: contributo delle armature inclinate presenti alla base
VRd,s: valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento
M01: momento flettente inferiore per verifica instabilità
M02: momento flettente superiore per verifica instabilità
etot: eccentricità complessiva EC2 12.6.5.2 (12.12)
Fi: coefficiente riduttivo EC2 12.6.5.2 (12.11)
l0: lunghezza libera di inflessione
beta: coefficiente EC2 12.6.5.1 (12.9)
Nrd: resistenza di progetto EC2 12.6.5.2 (12.10)
l,lim: snellezza limite EC2 12.6.5.1 (4)
At: area di calcestruzzo del traverso in parete con blocco cassero in legno
Vr,cls: resistenza a taglio in assenza di armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno
Mu: momento resistente ultimo del singolo traverso in parete con blocco cassero in legno
Hp: resistenza a trazione dell'elemento teso in parete con blocco cassero in legno
R: fattore di efficienza in parete con blocco cassero in legno
Vr,s: contributo alla resistenza a taglio della armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno
Vrd: resistenza a taglio per trazione del diagonale in parete con blocco cassero in legno
l: luce netta della trave di collegamento
h: altezza della trave di collegamento
b: spessore della trave di collegamento
d: altezza utile della trave di collegamento
Asi: area complessiva della armatura a X
M,plast: momenti resistenti della trave a filo appoggio
T,plast: sforzi di taglio nella trave derivanti da gerarchia delle resistenze

Parete a "Fondazione - Copertura"

Parete fra le coordinate in pianta (1069;102) (792;103)
 da quota -25 a quota 342
 Valori in daN, cm
 C25/30: rck 300
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
81	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	11.048	36 SLU	-24797	12515	-273949	138262
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	25.790	7 SLV	-444	9888	-11460	255000
174	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	19.418	36 SLU	-14108	806	-273949	15650
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	5.027	36 SLU	4703	1887	23638	9483
175	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	23.478	36 SLU	-11668	1013	-273949	23791
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	5.447	36 SLU	4361	1519	23753	8274

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
81	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	16.095	15 SLD	-17020	14406	-273949	231873

	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	117.493	7	SLD	-1172	4728	-137705	555507
174	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	27.754	15	SLD	-9871	866	-273949	24036
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	6.938	11	SLD	3149	3914	21849	27153
175	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	32.751	15	SLD	-8365	803	-273949	26299
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	7.513	15	SLD	3124	1482	23467	11130

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)		
Wlim	st	Sm (mm)	c														
81	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-9.5	7	ra	-1.76E04	1.08E04	-111.4	8	ra	-1.78E04	8.57E03
0.00999	0.0	0.0	0.0	1	ra												
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.1	7	ra	-1.21E03	1.52E03	-9.5	8	ra	-1.23E03	1.21E03
0.00999	0.0	0.0	0.0	1	ra												
174	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.8	9	ra	-1.03E04	5.97E02	-69.7	9	ra	-1.03E04	5.97E02
0.00999	0.0	0.0	0.0	1	ra												
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1	ra	2.94E03	1.29E03	569.2	9	ra	3.39E03	1.40E03
0.00999	0.0	1.9	0.0	1	ra												
175	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.0	9	ra	-8.50E03	7.48E02	-57.4	9	ra	-8.50E03	7.48E02
0.00999	0.0	0.0	0.0	1	ra												
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1	ra	1.98E03	1.13E03	524.2	9	ra	3.14E03	1.13E03
0.00999	0.0	1.7	0.0	1	ra												

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)			
Wklim	st	Sm (mm)	c															
81	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.8	4	fr	-1.68E04	8.59E03	-104.3	4	fr	-1.68E04	8.59E03	0.00
0.40	0.0	0.0	0.0	1	fr													
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.0	4	fr	-1.15E03	1.21E03	-8.8	4	fr	-1.15E03	1.21E03	0.00
0.40	0.0	0.0	0.0	1	fr													
174	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.5	4	fr	-9.64E03	5.50E02	-65.5	4	fr	-9.64E03	5.50E02	0.00
0.40	0.0	0.0	0.0	1	fr													
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1	fr	2.94E03	1.29E03	528.9	4	fr	3.15E03	1.29E03	0.00
0.40	1.7	0.0	0.0	1	fr													
175	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-3.7	4	fr	-7.99E03	6.89E02	-53.9	4	fr	-7.99E03	6.89E02	0.00
0.40	0.0	0.0	0.0	1	fr													
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1	fr	1.98E03	1.13E03	487.1	4	fr	2.92E03	1.04E03	0.00
0.40	1.6	0.0	0.0	1	fr													

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)			
Wklim	st	Sm (mm)	c															
81	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.7	2	q.	-1.64E04	8.60E03	-101.4	2	q.	-1.64E04	8.60E03	0.00
0.30	0.0	0.0	0.0	1	q.													
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.0	2	q.	-1.12E03	1.21E03	-8.4	2	q.	-1.12E03	1.21E03	0.00
0.30	0.0	0.0	0.0	1	q.													
174	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.4	2	q.	-9.42E03	5.49E02	-64.0	2	q.	-9.42E03	5.49E02	0.00
0.30	0.0	0.0	0.0	1	q.													
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1	q.	2.94E03	1.29E03	515.4	2	q.	3.07E03	1.29E03	0.00
0.30	1.7	0.0	0.0	1	q.													
175	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-3.7	2	q.	-7.81E03	6.87E02	-52.8	2	q.	-7.81E03	6.87E02	0.00
0.30	0.0	0.0	0.0	1	q.													
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1	q.	1.98E03	1.13E03	474.6	2	q.	2.84E03	1.04E03	0.00
0.30	1.5	0.0	0.0	1	q.													

Parete a "Fondazione - Copertura"

Parete fra le coordinate in pianta (800;205) (800;0)
da quota -25 a quota 342
Valori in daN, cm
C25/30: rck 300
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu		
60	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	4.483	13	SLV	2617	-68892	11734	-308859
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	15.841	13	SLV	-17	-10549	-267	-167114
86	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	4.166	15	SLV	4171	-64916	17377	-270424
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	19.130	15	SLV	-397	11750	-7589	224779
111	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	5.590	15	SLV	76	-34246	427	-191424
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	22.344	36	SLU	360	-4417	8039	-98704

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu		
60	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	6.043	13	SLD	2047	-50389	12372	-304492
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	23.338	13	SLD	-70	-7627	-1645	-177988
86	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	5.578	15	SLD	3228	-47703	18009	-266107
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	27.738	15	SLD	-404	9119	-11197	252947
111	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	7.310	15	SLD	-26	-26763	-193	-195625
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	28.759	15	SLD	278	-3445	8001	-99065

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)		
Wlim	st	Sm (mm)	c														
60	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-11.5	9	ra	2.00E03	-4.19E04	637.1	9	ra	2.00E03	-4.19E04
0.00999	0.0	7.0	0.0	1	ra												
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.9	9	ra	-2.18E02	-6.56E03	142.5	9	ra	-1.06E02	-6.31E03
0.00999	0.0	1.2	0.0	1	ra												
86	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-10.6	9	ra	2.95E03	-4.00E04	700.5	9	ra	2.95E03	-4.00E04
0.00999	0.0	7.1	0.0	1	ra												
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-3.5	9	ra	-4.54E02	8.11E03	119.6	7	ra	-4.45E02	8.05E03
0.00999	0.0	1.3	0.0	1	ra												
111	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	-13.5	9	ra	2.40E01	-2.38E04	532.8	9	ra	2.40E01	-2.38E04
0.00999	0.0	6.8	0.0	1	ra												

v 73 20 2.4 2.4 2.5 2.5 -1.2 9 ra 2.57E02 -3.18E03 140.2 9 ra 2.57E02 -3.18E03
 0.00999.00 0.8 0.0 1 ra

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	
Wklim 60	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-10.6	4	fr	1.75E03	-3.87E04	579.5	4	fr	1.75E03 -3.87E04 0.00
0.40 6.4		0.0	1	fr												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.7	4	fr	-2.09E02	-6.07E03	129.0	4	fr	-1.07E02	-5.79E03	0.00
0.40 1.1		0.0	1	fr												
86	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-9.7	4	fr	2.68E03	-3.68E04	641.2	4	fr	2.68E03 -3.68E04 0.00
0.40 6.6		0.0	1	fr												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-3.2	4	fr	-4.20E02	7.49E03	109.9	4	fr	-4.20E02	7.49E03	0.00
0.40 1.2		0.0	1	fr												
111	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	-12.5	4	fr	-5.35E01	-2.21E04	481.0	4	fr	-5.35E01 -2.21E04 0.00
0.40 6.3		0.0	1	fr												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.1	4	fr	2.36E02	-2.95E03	129.3	4	fr	2.36E02	-2.95E03	0.00
0.40 0.7		0.0	1	fr												

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	
Wklim 60	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-10.3	2	q.	1.66E03	-3.75E04	558.1	2	q.	1.66E03 -3.75E04 0.00
0.30 6.2		0.0	1	q.												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.6	2	q.	-2.05E02	-5.88E03	123.6	2	q.	-1.08E02	-5.60E03	0.00
0.30 1.0		0.0	1	q.												
86	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-9.5	2	q.	2.57E03	-3.57E04	619.7	2	q.	2.57E03 -3.57E04 0.00
0.30 6.4		0.0	1	q.												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-3.1	2	q.	-4.09E02	7.28E03	107.0	2	q.	-4.09E02	7.28E03	0.00
0.30 1.2		0.0	1	q.												
111	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	-12.2	2	q.	-9.39E01	-2.15E04	461.5	2	q.	-9.39E01 -2.15E04 0.00
0.30 6.1		0.0	1	q.												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.1	2	q.	2.28E02	-2.87E03	125.7	2	q.	2.28E02	-2.87E03	0.00
0.30 0.7		0.0	1	q.												

Parete a "Fondazione - Copertura"

Parete fra le coordinate in pianta (1061;205) (1061;0)
 da quota -25 a quota 342
 Valori in daN, cm
 C25/30: rck 300
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu		
98	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	6.931	36	SLU	2064	42029	14309	291312
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	38.817	7	SLV	-279	6445	-10842	250188		
110	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	5.412	36	SLU	327	26161	1772	141571
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	42.118	34	SLU	180	2443	7574	102884		

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu		
98	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	9.661	11	SLD	929	33908	8978	327596
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	48.250	11	SLD	-273	5558	-13161	268166		
110	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	7.599	11	SLD	-136	21183	-1035	160972
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	55.007	7	SLD	136	1888	7464	103875		

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	
Wklim 98	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.9	7	ra	1.22E03	3.20E04	465.6	9	ra	1.38E03 3.13E04
0.00999.00		5.2	0.0	1	ra											
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.2	7	ra	-2.73E02	5.22E03	80.4	7	ra	-2.73E02	5.22E03	
0.00999.00		0.9	0.0	1	ra											
110	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	-12.8	7	ra	4.10E01	1.99E04	600.7	9	ra	1.49E02 1.95E04
0.00999.00		5.8	0.0	1	ra											
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.7	7	ra	1.32E02	1.80E03	76.4	7	ra	1.32E02	1.80E03	
0.00999.00		0.4	0.0	1	ra											

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	
Wklim 98	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.3	3	fr	1.09E03	2.98E04	433.5	4	fr	1.18E03 2.99E04 0.00
0.40 4.9		0.0	1	fr												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.1	3	fr	-2.54E02	4.86E03	75.0	3	fr	-2.54E02	4.86E03	0.00
0.40 0.8		0.0	1	fr												
110	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	-12.0	4	fr	5.98E01	1.86E04	555.5	4	fr	5.98E01 1.86E04 0.00
0.40 5.4		0.0	1	fr												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.6	4	fr	1.23E02	1.68E03	71.3	4	fr	1.23E02	1.68E03	0.00
0.40 0.4		0.0	1	fr												

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	
Wklim 98	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.2	2	q.	1.10E03	2.96E04	422.7	2	q.	1.10E03 2.96E04 0.00
0.30 4.8		0.0	1	q.												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.1	2	q.	-2.53E02	4.82E03	74.2	2	q.	-2.53E02	4.82E03	0.00
0.30 0.8		0.0	1	q.												
110	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	-11.9	2	q.	1.56E01	1.84E04	539.8	2	q.	1.56E01 1.84E04 0.00
0.30 5.3		0.0	1	q.												
v 73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.6	2	q.	1.21E02	1.66E03	70.3	2	q.	1.21E02	1.66E03	0.00
0.30 0.4		0.0	1	q.												

Parete a "Fondazione - Copertura"

Parete fra le coordinate in pianta (715;205) (715;0)
 da quota -25 a quota 342
 Valori in daN, cm
 C25/30: rck 300
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
54	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	4.466	1 SLV	2624	69183	11717	308971
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	15.082	1 SLV	16	10816	237	163138
65	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	4.147	3 SLV	4192	65216	17383	270423
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	16.420	3 SLV	-419	-13349	-6875	-219193
109	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	4.394	3 SLV	119	34189	523	150216
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	41.554	3 SLV	117	3043	4877	126451

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
54	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	6.024	1 SLD	2053	50558	12365	304548
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	22.072	1 SLD	-47	7848	-1038	173222
65	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	5.531	3 SLD	3253	48136	17991	266229
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	23.321	3 SLD	-427	-10430	-9947	-243226
109	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	5.829	3 SLD	4	26364	21	153677
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	53.223	3 SLD	91	2379	4859	126630

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)
54	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-11.5	9 ra	2.01E03	4.20E04	639.3	9 ra	2.01E03	4.20E04
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.9	9 ra	-2.08E02	6.62E03	152.3	9 ra	-8.67E01	6.52E03
65	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-10.7	9 ra	2.98E03	4.06E04	709.2	9 ra	2.98E03	4.06E04
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-4.0	9 ra	-4.78E02	-9.32E03	145.7	7 ra	-4.70E02	-9.27E03
109	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	-14.9	9 ra	4.83E01	2.31E04	684.4	9 ra	4.83E01	2.31E04
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.9	9 ra	8.42E01	2.13E03	74.1	9 ra	8.42E01	2.13E03

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)	
54	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-10.7	4 fr	1.76E03	3.88E04	581.1	4 fr	1.76E03	3.88E04	0.00
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.7	4 fr	-2.00E02	6.11E03	137.8	4 fr	-8.89E01	5.99E03	0.00
65	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-9.9	4 fr	2.70E03	3.74E04	649.4	4 fr	2.70E03	3.74E04	0.00
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-3.7	4 fr	-4.44E02	-8.61E03	134.1	4 fr	-4.44E02	-8.61E03	0.00
109	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	-13.8	4 fr	-3.16E01	2.14E04	617.0	4 fr	-3.16E01	2.14E04	0.00
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.8	4 fr	7.59E01	1.97E03	68.1	4 fr	7.59E01	1.97E03	0.00

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)	
54	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-10.3	2 q.	1.66E03	3.76E04	559.5	2 q.	1.66E03	3.76E04	0.00
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.6	2 q.	-1.96E02	5.93E03	132.1	2 q.	-9.07E01	5.78E03	0.00
65	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-9.6	2 q.	2.60E03	3.63E04	627.8	2 q.	2.60E03	3.63E04	0.00
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-3.6	2 q.	-4.32E02	-8.39E03	130.7	2 q.	-4.32E02	-8.39E03	0.00
109	o	50	20	2.3	2.3	3.7	3.7	-13.4	2 q.	-7.29E01	2.09E04	591.6	2 q.	-7.29E01	2.09E04	0.00
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.8	2 q.	7.30E01	1.91E03	66.0	2 q.	7.30E01	1.91E03	0.00

Parete a "Fondazione - Copertura"

Parete fra le coordinate in pianta (722;102) (446;103)
 da quota -25 a quota 342
 Valori in daN, cm
 C25/30: rck 300
 fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
70	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	11.050	36 SLU	-24791	12333	-273949	136281
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	26.004	11 SLV	-445	9842	-11580	255925
166	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	23.472	36 SLU	-11671	1029	-273949	24147
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	5.451	36 SLU	4361	1492	23770	8131
167	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	19.420	36 SLU	-14107	809	-273949	15705
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	5.030	36 SLU	4702	1859	23651	9352

Verifica di stato limite danno Resistenza													
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
70	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	16.097	1 SLD	-17019	4156	-273949	66897
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	118.072	11 SLD	-1170	4692	-138150	554015
166	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	32.745	3 SLD	-8366	810	-273949	26513
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	7.519	3 SLD	3123	1466	23485	11023
167	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	27.756	3 SLD	-9870	866	-273949	24031
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	6.941	7 SLD	3149	3900	21857	27066

Combinazione rara															
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)
Wlim	st	Sm(mm)													
70	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-9.5	7 ra	-1.76E04	1.07E04	-111.6	8 ra	-1.78E04	8.45E03
0.00999	0.0	0.0		0.0	1 ra										
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.1	7 ra	-1.21E03	1.48E03	-9.6	8 ra	-1.23E03	1.17E03
0.00999	0.0	0.0		0.0	1 ra										
166	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.0	9 ra	-8.50E03	7.59E02	-57.4	9 ra	-8.50E03	7.59E02
0.00999	0.0	0.0		0.0	1 ra										
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1 ra	2.73E03	1.02E03	523.8	9 ra	3.14E03	1.11E03
0.00999	0.0	0.0		0.0	1 ra										
167	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.8	9 ra	-1.03E04	5.99E02	-69.7	9 ra	-1.03E04	5.99E02
0.00999	0.0	0.0		0.0	1 ra										
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1 ra	2.84E03	1.20E03	568.8	9 ra	3.39E03	1.38E03
0.00999	0.0	0.0		0.0	1 ra										
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1 ra	2.84E03	1.20E03	568.8	9 ra	3.39E03	1.38E03
0.00999	0.0	0.0		0.0	1 ra										

Combinazione frequente															
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)
Wklim	st	Sm(mm)													
70	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.8	4 fr	-1.68E04	8.50E03	-104.4	4 fr	-1.68E04	8.50E03 0.00
0.40	0.0	0.0		0.0	1 fr										
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.0	4 fr	-1.15E03	1.18E03	-8.8	4 fr	-1.15E03	1.18E03 0.00
0.40	0.0	0.0		0.0	1 fr										
166	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-3.8	4 fr	-7.99E03	6.97E02	-53.9	4 fr	-7.99E03	6.97E02 0.00
0.40	0.0	0.0		0.0	1 fr										
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1 fr	2.73E03	1.02E03	486.7	4 fr	2.92E03	1.02E03 0.00
0.40	1.6	0.0		0.0	1 fr										
167	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.5	4 fr	-9.64E03	5.51E02	-65.5	4 fr	-9.64E03	5.51E02 0.00
0.40	0.0	0.0		0.0	1 fr										
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1 fr	2.84E03	1.20E03	528.6	4 fr	3.15E03	1.27E03 0.00
0.40	1.7	0.0		0.0	1 fr										

Combinazione quasi permanente															
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)
Wklim	st	Sm(mm)													
70	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.6	2 q.	-1.64E04	8.52E03	-101.5	2 q.	-1.64E04	8.52E03 0.00
0.30	0.0	0.0		0.0	1 q.										
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.0	2 q.	-1.12E03	1.18E03	-8.5	2 q.	-1.12E03	1.18E03 0.00
0.30	0.0	0.0		0.0	1 q.										
166	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-3.7	2 q.	-7.81E03	6.94E02	-52.8	2 q.	-7.81E03	6.94E02 0.00
0.30	0.0	0.0		0.0	1 q.										
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1 q.	2.73E03	1.02E03	474.2	2 q.	2.84E03	1.02E03 0.00
0.30	1.5	0.0		0.0	1 q.										
167	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.4	2 q.	-9.42E03	5.50E02	-64.0	2 q.	-9.42E03	5.50E02 0.00
0.30	0.0	0.0		0.0	1 q.										
	v	100	20	3.1	3.1	2.5	2.5	0.0	1 q.	2.84E03	1.20E03	515.1	2 q.	3.07E03	1.27E03 0.00
0.30	1.7	0.0		0.0	1 q.										

Parete a "Fondazione - Copertura"

Parete fra le coordinate in pianta (454;205) (454;0)
da quota -25 a quota 342
Valori in daN, cm
C25/30: rck 300
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo													
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
77	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	7.495	36 SLU	3372	-28099	25270	-210596
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	29.422	7 SLV	-475	9327	-13969	274407
99	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	6.928	36 SLU	2062	-42076	14284	-291485
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	38.738	11 SLV	-279	-6453	-10816	-249993
108	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	6.831	36 SLU	328	-26217	2242	-179085
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	35.546	34 SLU	182	-3171	6468	-112718

Verifica di stato limite danno Resistenza													
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
77	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	11.265	13 SLD	2072	-20118	23341	-226615
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	40.349	7 SLD	-468	7729	-18879	311846
99	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	9.649	7 SLD	928	-33968	8951	-327756
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	48.115	7 SLD	-274	-5580	-13203	-268505
108	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	9.562	7 SLD	-136	-21244	-1299	-203129
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	46.184	7 SLD	138	-2459	6374	-113545

Combinazione rara															
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)
Wlim	st	Sm(mm)													
77	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-5.1	7 ra	2.28E03	-2.10E04	441.1	9 ra	2.38E03	-2.09E04
0.00999	0.0	4.1		0.0	1 ra										
	v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-3.0	7 ra	-5.04E02	7.20E03	87.2	7 ra	-5.04E02	7.20E03
0.00999	0.0	1.1		0.0	1 ra										
99	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.9	7 ra	1.22E03	-3.20E04	465.9	9 ra	1.38E03	-3.13E04
0.00999	0.0	5.2		0.0	1 ra										

v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.3	7	ra	-2.75E02	-5.24E03	80.6	7	ra	-2.75E02	-5.24E03	
0.00999.00	0.9	0.0	1	ra													
108	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	-11.3	7	ra	4.14E01	-2.00E04	458.0	9	ra	1.50E02	-1.95E04
0.00999.00	5.8	0.0	1	ra													
v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-1.0	7	ra	1.34E02	-2.35E03	90.8	7	ra	1.34E02	-2.35E03	
0.00999.00	0.6	0.0	1	ra													

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)		
Wklim	st	Sm (mm)	c															
77	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.9	3	fr	2.10E03	-2.00E04	413.4	4	fr	2.17E03	-2.01E04	0.00
0.40	3.9	0.0	1	fr														
v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.8	4	fr	-4.76E02	6.72E03	81.2	3	fr	-4.65E02	6.67E03	0.00	
0.40	1.0	0.0	1	fr														
99	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.3	3	fr	1.09E03	-2.99E04	433.8	4	fr	1.18E03	-3.00E04	0.00
0.40	4.9	0.0	1	fr														
v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.1	3	fr	-2.56E02	-4.89E03	75.2	3	fr	-2.56E02	-4.89E03	0.00	
0.40	0.8	0.0	1	fr														
108	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	-10.5	4	fr	6.01E01	-1.87E04	424.0	4	fr	6.01E01	-1.87E04	0.00
0.40	5.4	0.0	1	fr														
v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.9	4	fr	1.23E02	-2.19E03	84.4	4	fr	1.23E02	-2.19E03	0.00	
0.40	0.5	0.0	1	fr														

Combinazione quasi permanente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)		
Wklim	st	Sm (mm)	c															
77	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-4.9	2	q.	2.09E03	-1.99E04	403.6	2	q.	2.09E03	-1.99E04	0.00
0.30	3.8	0.0	1	q.														
v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.8	2	q.	-4.63E02	6.62E03	80.3	2	q.	-4.63E02	6.62E03	0.00	
0.30	1.0	0.0	1	q.														
99	o	100	20	6.2	6.2	3.7	3.7	-8.2	2	q.	1.10E03	-2.97E04	423.0	2	q.	1.10E03	-2.97E04	0.00
0.30	4.8	0.0	1	q.														
v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-2.1	2	q.	-2.54E02	-4.84E03	74.4	2	q.	-2.54E02	-4.84E03	0.00	
0.30	0.8	0.0	1	q.														
108	o	50	20	3.1	3.1	3.7	3.7	-10.4	2	q.	1.58E01	-1.85E04	412.3	2	q.	1.58E01	-1.85E04	0.00
0.30	5.3	0.0	1	q.														
v	73	20	2.4	2.4	2.5	2.5	-0.9	2	q.	1.22E02	-2.16E03	83.3	2	q.	1.22E02	-2.16E03	0.00	
0.30	0.5	0.0	1	q.														

4.2 Verifiche piastre C.A.

Nodo: indice del nodo di verifica

Dir.: direzione della sezione di verifica

B: base della sezione rettangolare di verifica [m]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica [m]

A. sup.: area barre armatura superiori [m²]

C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione [m]

A. inf.: area barre armatura inferiori [m²]

C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione [m]

Comb.: combinazione di verifica

M: momento flettente [kN*m]

N: sforzo normale [kN]

Mu: momento flettente ultimo [kN*m]

Nu: sforzo normale ultimo [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza

Verifica: stato di verifica

A. st.: area staffe su interasse [m]

A. sag.: area sagomati su interasse [m]

Ved: taglio agente [kN]

Vrd: taglio resistente [kN]

Vrdc: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali [kN]

Vrds: resistenza di calcolo a taglio trazione [kN]

Vrcd: resistenza di calcolo a taglio compressione [kN]

cotgθ: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento

Asl: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved [m²]

σc: tensione nel calcestruzzo [kN/m²]

σlim: tensione limite [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione

σf: tensione nell'acciaio d'armatura [kN/m²]

εsm: deformazione unitaria media delle barre di armatura

Δmax: distanza massima tra le fessure [m]

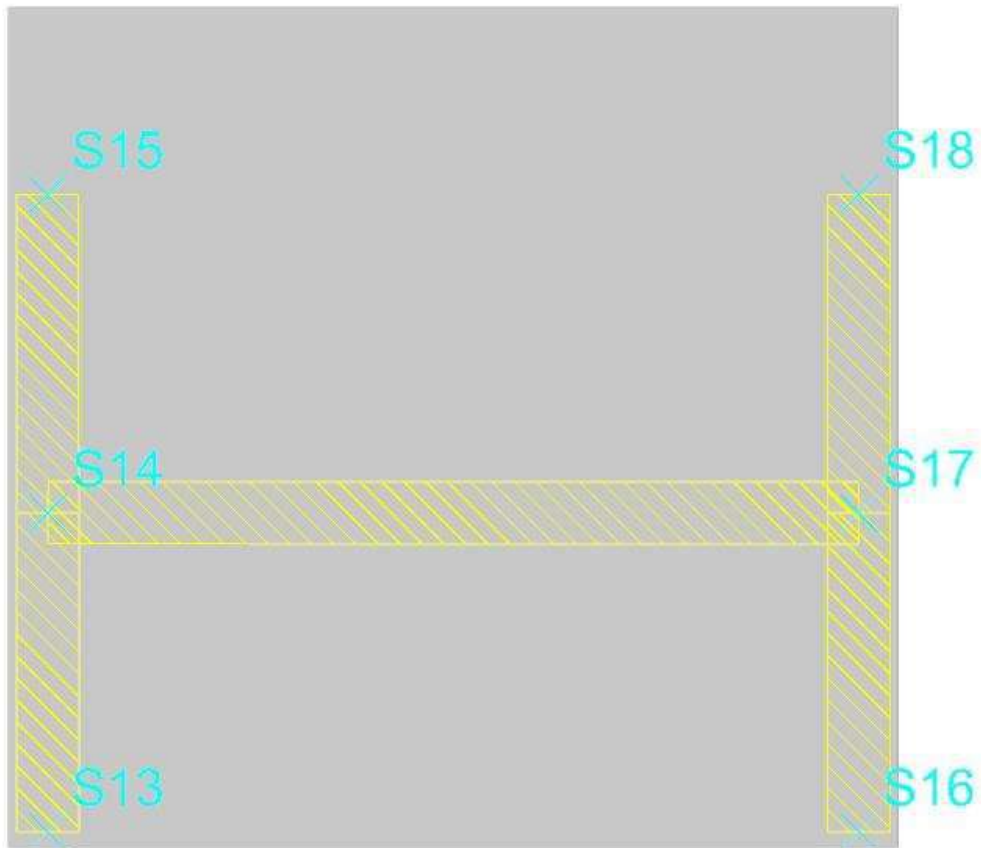
Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure [m]

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

Piastra a "Copertura"

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C25/30 Rck 30000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (7.875; -0.05; 3.42), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
393	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLU 34	-1.3482	0	-4.2591	0	3.1591	Si
396	X	0.624	0.1	0.000163	0.045	0.000163	0.045	SLU 34	-1.2624	0	-4.2434	0	3.3613	Si
394	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLU 34	-1.1819	0	-4.0758	0	3.4487	Si
357	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLU 34	-2.091	0	-7.7232	0	3.6935	Si
395	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLU 34	-1.0888	0	-4.0758	0	3.7435	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
393	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLD 13	-0.7893	0	-4.2591	0	5.3958	Si
396	X	0.624	0.1	0.000163	0.045	0.000163	0.045	SLD 3	-0.7383	0	-4.2434	0	5.7478	Si
394	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLD 13	-0.6916	0	-4.0758	0	5.8934	Si
357	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLD 9	-1.2366	0	-7.7232	0	6.2455	Si
395	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLD 3	-0.6365	0	-4.0758	0	6.4032	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
415	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	-4.05	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	3.7122	Si
411	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	3.66	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	4.1133	Si
322	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	-2.79	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	5.4029	Si
316	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	2.68	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	5.6193	Si
416	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 34	2.64	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	5.7023	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
415	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 13	-2.37	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	9.5179	Si
411	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 3	2.13	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	10.5739	Si
322	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 3	-1.62	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	13.9214	Si
316	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 13	1.56	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	14.4684	Si
416	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 13	1.54	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	14.6325	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
394	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE QP 2	-0.6876	0	-823	11205	15	Si

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	oc	olim	Es/Ec	Verifica
394	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE RA 7	-0.8639	0	-1034	14940	15	Si
395	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE QP 2	-0.6335	0	-758	11205	15	Si
393	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLE QP 2	-0.7846	0	-751	11205	15	Si
357	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLE QP 2	-1.2334	0	-738	11205	15	Si

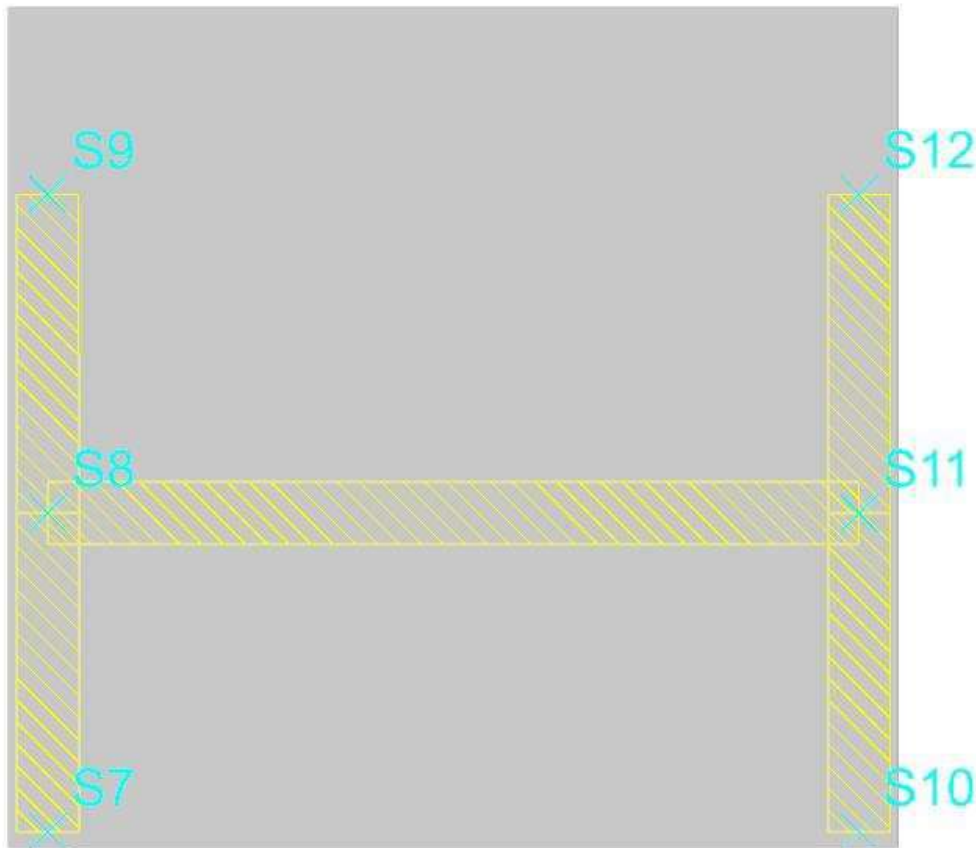
Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	of	olim	Es/Ec	Verifica
394	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE RA 7	-0.8639	0	1551	360000	15	Si
395	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE RA 7	-0.7959	0	1429	360000	15	Si
393	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLE RA 7	-0.9855	0	1416	360000	15	Si
357	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLE RA 7	-1.5311	0	1375	360000	15	Si
396	X	0.624	0.1	0.000163	0.045	0.000163	0.045	SLE RA 7	-0.9228	0	1328	360000	15	Si

Piastra a "Copertura"

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C25/30 Rck 30000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (4.415; -0.05; 3.42), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
391	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLU 34	-1.3529	0	-4.2591	0	3.1481	Si
390	X	0.624	0.1	0.000163	0.045	0.000163	0.045	SLU 31	-1.2575	0	-4.2434	0	3.3746	Si
392	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLU 34	-1.1858	0	-4.0758	0	3.4371	Si
348	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLU 34	-2.0912	0	-7.7232	0	3.6932	Si
389	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLU 31	-1.0846	0	-4.0758	0	3.7581	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
391	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLD 15	-0.7911	0	-4.2591	0	5.3841	Si
390	X	0.624	0.1	0.000163	0.045	0.000163	0.045	SLD 1	-0.7359	0	-4.2434	0	5.7666	Si
392	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLD 15	-0.6929	0	-4.0758	0	5.882	Si
348	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLD 5	-1.2363	0	-7.7232	0	6.2472	Si
389	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLD 1	-0.6345	0	-4.0758	0	6.4239	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrds	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
408	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	-4.07	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	3.6954	Si
404	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	3.65	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	4.1254	Si
313	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	-2.75	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	5.4717	Si
307	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 31	2.71	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	5.5573	Si
409	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLU 34	2.65	0	15.05	15.05	0	60.21	2.5	0.0001309	5.6877	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrds	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
408	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 15	2.38	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	9.468	Si
404	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 1	2.13	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	10.6121	Si
313	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 1	-1.6	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	14.073	Si
307	Y	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 15	1.57	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	14.338	Si
409	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	0	0	SLD 15	1.55	0	22.57	22.57	0	60.21	2.5	0.0001309	14.5964	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
392	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE QP 2	-0.69	0	-826	11205	15	Si
392	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE RA 7	-0.8667	0	-1038	14940	15	Si
389	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE QP 1	-0.6308	0	-755	11205	15	Si
391	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLE QP 2	-0.7875	0	-754	11205	15	Si
348	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLE QP 2	-1.2335	0	-738	11205	15	Si

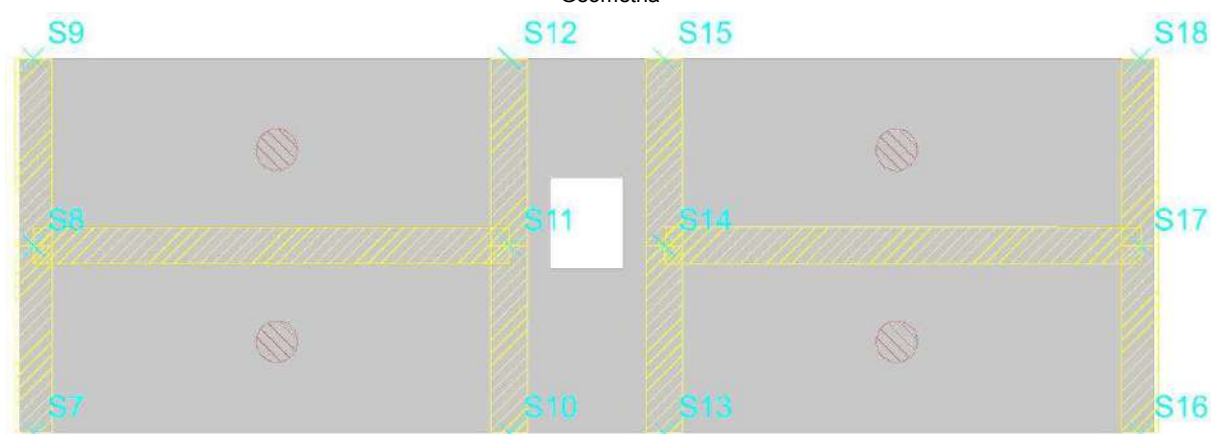
Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
392	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE RA 7	-0.8667	0	1556	360000	15	Si
389	X	0.5	0.1	0.000131	0.045	0.000131	0.045	SLE RA 4	-0.7928	0	1424	360000	15	Si
391	X	0.625	0.1	0.000164	0.045	0.000164	0.045	SLE RA 7	-0.9889	0	1421	360000	15	Si
348	X	1	0.1	0.000262	0.045	0.000262	0.045	SLE RA 7	-1.5313	0	1375	360000	15	Si
390	X	0.624	0.1	0.000163	0.045	0.000163	0.045	SLE RA 4	-0.9192	0	1323	360000	15	Si

Piastra a "Fondazione"

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C25/30 Rck 30000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (4.465; 0; 0.1), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLU 36	49.9359	0	59.0906	0	1.1833	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLU 36	49.8877	0	59.0906	0	1.1845	Si
115	Y	0.5	0.25	0.000385	0.047	0.000385	0.047	SLU 36	-19.8956	0	-29.4939	0	1.4824	Si
122	Y	0.5	0.25	0.000385	0.047	0.000385	0.047	SLU 36	-19.8778	0	-29.4939	0	1.4838	Si
82	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLU 36	39.5467	0	59.0906	0	1.4942	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLD 15	34.9007	0	59.0906	0	1.6931	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLD 3	34.8782	0	59.0906	0	1.6942	Si
82	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLD 15	28.672	0	59.0906	0	2.0609	Si
69	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLD 3	28.6575	0	59.0906	0	2.062	Si
115	Y	0.5	0.25	0.000385	0.047	0.000385	0.047	SLD 11	-13.3604	0	-29.4939	0	2.2076	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrds	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
116	Y	0.5	0.25	0.000385	0.047	0.000385	0.047	0	0	SLU 36	49.3	0	51.29	51.29	0	222.23	2.5	0.0003848	1.0404	Si
121	Y	0.5	0.25	0.000385	0.047	0.000385	0.047	0	0	SLU 36	49.25	0	51.29	51.29	0	222.23	2.5	0.0003848	1.0414	Si
105	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	0	0	SLU 36	-91.9	0	98.18	98.18	0	413.81	2.5	0.0007697	1.0684	Si
104	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	0	0	SLU 36	-	0	98.18	98.18	0	413.81	2.5	0.0007697	1.0684	Si
122	Y	0.5	0.25	0.000385	0.047	0.000385	0.047	0	0	SLU 36	91.89	0	51.29	51.29	0	222.23	2.5	0.0003848	1.0816	Si

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrds	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	0.001	0	SLD 11	-	0	160.1	147.27	160.1	413.81	2.5	0.0007697	1.5887	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	0.001	0	SLD 7	100.77	0	160.1	147.27	160.1	413.81	2.5	0.0007697	1.5913	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	0.001	0	SLD 5	100.61	0	160.1	147.27	160.1	413.81	2.5	0.0007697	1.6548	Si
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	0.001	0	SLD 9	96.75	0	160.1	147.27	160.1	413.81	2.5	0.0007697	1.6571	Si
46	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	0.0008	0	SLD 1	72.69	0	147.27	147.27	125.91	413.81	2.5	0.0007697	2.026	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE QP 2	32.7477	0	-7011	11205	15	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE QP 2	32.7253	0	-7007	11205	15	Si
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE RA 9	36.0816	0	-7725	14940	15	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE RA 9	36.0512	0	-7719	14940	15	Si
82	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE QP 2	26.0251	0	-5572	11205	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE RA 9	36.0816	0	272997	360000	15	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE RA 9	36.0512	0	272766	360000	15	Si
82	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE RA 9	28.614	0	216496	360000	15	Si
69	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE RA 9	28.5876	0	216296	360000	15	Si
115	Y	0.5	0.25	0.000385	0.047	0.000385	0.047	SLE RA 9	-14.2741	0	23154	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	εsm	Δmax	Wd	Es/Ec	Verifica
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE QP 2	32.7477	0	0.00072	0.383	0.000277	15	Si
70	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE QP 2	32.7253	0	0.00072	0.383	0.000276	15	Si
82	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE QP 2	26.0251	0	0.00057	0.383	0.00022	15	Si
69	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE QP 2	26.0065	0	0.00057	0.383	0.00022	15	Si
81	X	1	0.25	0.00077	0.061	0.00077	0.061	SLE FR 4	33.612	0	0.00074	0.383	0.000285	15	Si

4.3 Verifiche pali

Verifica: stato di verifica

Posizione: posizione del palo

Quota: quota sezione [m]

Filo: numero del filo (se assegnato)

Ind.: indice del palo

Xp: coordinata x del palo che ha prodotto la verifica peggiore [m]

Yp: coordinata y del palo che ha prodotto la verifica peggiore [m]

Taglio: verifica a taglio

Tx: taglio Tx [kN]

Ty: taglio Ty [kN]

Mt: momento torcente [kN*m]

Comb.: combinazione peggiore a taglio torsione

Vrd: resistenza di progetto a taglio torsione [kN]

C.S.tt: coefficiente di sicurezza minimo a taglio/torsione

PressoFlessione: verifica a pressoflessione

Mx: momento Mx [kN*m]

My: momento My [kN*m]

N: sforzo normale [kN]

Comb.: combinazione peggiore a pressoflessione

Mrd: resistenza di progetto a pressoflessione [kN]

C.S.pf: coefficiente di sicurezza minimo a pressoflessione

γR laterale: coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza laterale

γ_R punta: coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta
 $P_{l,d}$: portanza laterale di progetto [kN]
 $P_{p,d}$: portanza di punta di progetto [kN]
Def.vol: deformazione volumetrica (usata per formula portanza punta secondo Vesic)
Comb.: combinazione peggiore
Cnd: condizione peggiore a breve termine (BT) o lungo termine (LT)
N: sforzo normale in testa [kN]
Ed: azione totale di progetto [kN]
Rd: resistenza totale di progetto [kN]
C.S.: coefficiente di sicurezza

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

Micropalo D230 (587.5; 50) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio							PressoFlessione					Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
0	-	-	5.87	0.5	0	-0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.6576	0.0366	-237.51	SLU 34	1113.14	16.9	Si
0	-	-	5.87	0.5	1.39	0.51	-	SLD 15	196.43	132.63	1.5878	-3.7527	-164.49	SLD 1	1488.65	3.65	Si
							0.0015										

Quota	Posizione					Taglio							PressoFlessione					Verifica
	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf		
0	-	-	5.87	0.5	3.72	1.37	0.0041	SLV FO 15	196.46	49.51	3.5818	-	-178.11	SLV FO 1	1422.19	1.33	Si	
0.62	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.8	0.6337	10.1049	-230.77	SLU 34	1149.24	17.6	Si	
0.62	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.47	0.0014	SLD 1	196.4	154.98	1.2748	-2.943	-159.84	SLD 1	1510.83	4.31	Si	
0.62	-	-	5.87	0.5	-3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 1	196.37	58.13	2.7691	-7.9268	-173.06	SLV FO 1	1447.1	1.58	Si	
1.24	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.8	0.5848	0.0251	-231.07	SLU 34	1147.64	17.58	Si	
1.24	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.47	0.0014	SLD 1	196.4	154.98	0.9854	-2.2113	-160.07	SLD 1	1509.74	4.31	Si	
1.24	-	-	5.87	0.5	-3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 1	196.37	58.13	2.0441	-5.958	-173.29	SLV FO 1	1445.97	1.57	Si	
1.86	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.74	0.5127	0.0198	-215.08	SLU 34	1232.54	22.05	Si	
1.86	-	-	5.87	0.5	-0.75	-0.33	0.001	SLD 1	196.4	239.5	0.7368	-1.6022	-149.01	SLD 1	1561.36	7.81	Si	
1.86	-	-	5.87	0.5	-2.03	-0.71	0.0026	SLV FO 1	196.38	91.43	1.4514	-4.3185	-161.3	SLV FO 1	1503.91	2.91	Si	
2.48	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.74	0.414	0.0149	-215.38	SLU 34	1230.96	22.02	Si	
2.48	-	-	5.87	0.5	-0.75	-0.33	0.001	SLD 1	196.4	239.5	0.5351	-1.1347	-149.24	SLD 1	1560.31	7.8	Si	
2.48	-	-	5.87	0.5	-2.03	-0.71	0.0026	SLV FO 1	196.38	91.43	1.0111	-3.0594	-161.53	SLV FO 1	1502.82	2.9	Si	
3.42	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.17	0	SLU 34	196.41	1182.35	0.2627	0.0085	-201.41	SLU 34	1303.96	38.8	Si	
3.42	-	-	5.87	0.5	-0.44	-0.21	0.0006	SLD 1	196.41	403.81	0.2841	-0.5716	-139.58	SLD 1	1603.91	18.81	Si	
3.42	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.39	0.0017	SLV FO 1	196.39	157.48	0.4918	-1.5421	-151.06	SLV FO 1	1551.92	7.16	Si	
4.04	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.17	0	SLU 34	196.41	1182.35	0.1596	0.0048	-201.71	SLU 34	1302.41	38.75	Si	
4.04	-	-	5.87	0.5	-0.44	-0.21	0.0006	SLD 1	196.41	403.81	0.1549	-0.2987	-139.81	SLD 1	1602.89	18.8	Si	
4.04	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.39	0.0017	SLV FO 1	196.39	157.48	0.2502	-0.8064	-151.29	SLV FO 1	1550.86	7.15	Si	
4.66	-	-	5.87	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.73	0.0738	0.0019	-179.12	SLU 34	1417.15	163.03	Si	
4.66	-	-	5.87	0.5	-0.09	-0.06	0.0002	SLD 3	196.41	1893.66	0.0572	-0.0902	-118.48	SLD 3	1693.81	134.68	Si	
4.66	-	-	5.87	0.5	-0.24	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	794.2	0.0554	-0.244	-134.35	SLV FO 1	1626.91	55.22	Si	
5.28	-	-	5.87	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.73	0.0293	0.0008	-179.42	SLU 34	1415.66	162.86	Si	
5.28	-	-	5.87	0.5	-0.09	-0.06	0.0002	SLD 3	196.41	1893.66	0.0227	-0.0358	-118.71	SLD 3	1692.88	134.61	Si	
5.28	-	-	5.87	0.5	-0.24	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	794.2	0.022	-0.0968	-134.58	SLV FO 1	1625.91	55.19	Si	
-5.9	-	-	5.87	0.5	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-97.55	SLU 1	1774.53	10000	Si	
-5.9	-	-	5.87	0.5	0	0	0	SLD 1	196.41	10000	0	0	-118.82	SLD 1	1692.44	10000	Si	
-5.9	-	-	5.87	0.5	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-128.52	SLV FO 1	1652.02	10000	Si	

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-248.69	-257.69	296.41	1.15	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 5	lungo	-170.36	-177.28	296.41	1.67	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 5	lungo	-193.77	-200.69	296.41	1.48	Si

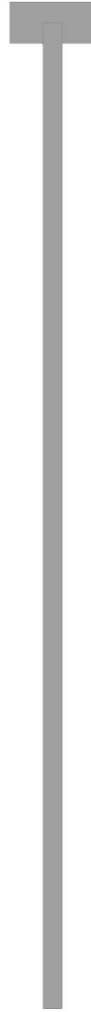
Micropalo D230 (587.5; 155.1) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria

+10
-15

-2.5



-602.5

Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Quota	Posizione				Taglio							PressoFlessione						Verifica
	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf		
0	-	-	5.87	1.55	0	0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.5468	0.0363	-255.73	SLU 34	1015.04	18.52	Si	
0	-	-	5.87	1.55	0.41	1.41	-	SLD 11	196.42	133.39	1.5136	-3.6823	-167.52	SLD 1	1474.06	3.7	Si	
0	-	-	5.87	1.55	1.1	3.76	-	SLV FO 11	196.43	50.14	-1.287	-9.9161	-188.76	SLV FO 3	1368.8	1.37	Si	
-	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3733.53	0.5404	0.0305	-248.45	SLU 34	1054.27	19.06	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.45	0.0014	SLD 1	196.4	158.36	1.2124	-2.8875	-162.78	SLD 1	1496.85	4.38	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 1	196.37	59.2	-0.8282	-7.7778	-183.39	SLV FO 3	1395.83	1.63	Si	
-	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3733.53	0.5088	0.0248	-248.75	SLU 34	1052.66	19.03	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.45	0.0014	SLD 1	196.4	158.36	0.9345	-2.1693	-163.01	SLD 1	1495.75	4.37	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 1	196.37	59.2	-0.4557	-5.8453	-183.62	SLV FO 3	1394.68	1.63	Si	
-	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.27	0.4528	0.0196	-231.53	SLU 34	1145.19	23.26	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-0.74	-0.31	0.001	SLD 1	196.4	245.27	0.6967	-1.5715	-151.74	SLD 1	1548.78	7.94	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 1	196.38	93.21	-0.194	-4.2362	-170.91	SLV FO 3	1457.58	3.03	Si	
-	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.27	0.3688	0.0148	-231.83	SLU 34	1143.59	23.23	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-0.74	-0.31	0.001	SLD 1	196.4	245.27	0.5048	-1.1128	-151.97	SLD 1	1547.71	7.94	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 1	196.38	93.21	-0.0597	-3.0006	-171.14	SLV FO 3	1456.46	3.02	Si	
-	-	-	5.87	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.52	0.2371	0.0084	-216.77	SLU 34	1223.66	40.44	Si	

Quota	Posizione				Taglio							PressoFlessione						Verifica
	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf		
-	-	-	5.87	1.55	-0.43	-0.2	0.0006	SLD 1	196.41	414.65	0.2669	-0.5604	-142.13	SLD 1	1592.53	19.2	Si	
3.42	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.38	0.0017	SLV FO 1	196.39	160.74	0.0523	-1.5121	-160.03	SLV FO 3	1509.92	7.46	Si	
-	-	-	5.87	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.52	0.145	0.0048	-217.06	SLU 34	1222.08	40.39	Si	
4.04	-	-	5.87	1.55	-0.43	-0.2	0.0006	SLD 1	196.41	414.65	0.1451	-0.2928	-142.36	SLD 1	1591.49	19.19	Si	
-	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.38	0.0017	SLV FO 1	196.39	160.74	0.061	-0.7905	-160.26	SLV FO 3	1508.83	7.45	Si	
4.04	-	-	5.87	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2962.29	0.068	0.0019	-192.74	SLU 34	1348.51	168.37	Si	
4.66	-	-	5.87	1.55	-0.09	-0.05	0.0002	SLD 3	196.41	1960.12	0.0533	-0.0883	-132.13	SLD 3	1636.55	134.7	Si	
4.66	-	-	5.87	1.55	-0.23	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	812.87	0.0691	-0.239	-142.31	SLV FO 3	1591.72	54.33	Si	
-	-	-	5.87	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2962.29	0.027	0.0008	-193.04	SLU 34	1346.98	168.18	Si	
5.28	-	-	5.87	1.55	-0.09	-0.05	0.0002	SLD 3	196.41	1960.12	0.0211	-0.0351	-132.36	SLD 3	1635.56	134.62	Si	
5.28	-	-	5.87	1.55	-0.23	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	812.87	0.0274	-0.0948	-142.54	SLV FO 3	1590.69	54.3	Si	
-5.9	-	-	5.87	1.55	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-104.89	SLU 1	1747.28	10000	Si	
-5.9	-	-	5.87	1.55	0	0	0	SLD 1	196.41	10000	0	0	-120.97	SLD 1	1683.61	10000	Si	
-5.9	-	-	5.87	1.55	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-121.6	SLV FO 1	1681.03	10000	Si	

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	PI,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-264.21	-273.21	296.41	1.08	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	PI,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 7	lungo	-181	-187.92	296.41	1.58	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	PI,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 7	lungo	-204.41	-211.33	296.41	1.4	Si

Micropalo D230 (927.5; 50) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio					PressoFlessione						Verifica	
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
0	-	-	9.27	0.5	0	-0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.6577	-0.0366	-237.51	SLU 34	1113.13	16.9	Si
0	-	-	9.27	0.5	-1.39	0.51	0.0015	SLD 3	196.4	132.6	1.5876	3.7529	-164.49	SLD 13	1488.65	3.65	Si
0	-	-	9.27	0.5	-3.72	1.37	0.0041	SLV FO 3	196.37	49.49	3.5811	10.1055	-178.11	SLV FO 13	1422.2	1.33	Si
-0.62	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.24	0.6338	-0.0308	-230.77	SLU 34	1149.23	17.6	Si
-0.62	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.47	0.0014	SLD 13	196.43	155	1.2747	2.9432	-159.84	SLD 13	1510.83	4.31	Si
-0.62	-	-	9.27	0.5	3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 13	196.46	58.15	2.7686	7.9272	-173.06	SLV FO 13	1447.1	1.58	Si
-1.24	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.24	0.5849	-0.0251	-231.07	SLU 34	1147.63	17.57	Si
-1.24	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.47	0.0014	SLD 13	196.43	155	0.9853	2.2115	-160.07	SLD 13	1509.74	4.31	Si
-1.24	-	-	9.27	0.5	3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 13	196.46	58.15	2.0438	5.9584	-173.29	SLV FO 13	1445.97	1.57	Si
-1.86	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.54	0.5128	-0.0197	-215.08	SLU 34	1232.53	22.05	Si
-1.86	-	-	9.27	0.5	0.75	-0.33	-0.001	SLD 13	196.43	239.52	0.7367	1.6023	-149.01	SLD 13	1561.37	7.81	Si
-1.86	-	-	9.27	0.5	2.03	-0.71	0.0026	SLV FO 13	196.45	91.45	1.4511	4.3188	-161.3	SLV FO 13	1503.92	2.91	Si

Posizione					Taglio							PressoFlessione						Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	Verifica	
-	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.54	0.414	-0.0149	-215.38	SLU 34	1230.95	22.02	Si	
2.48	-	-	9.27	0.5	0.75	-0.33	-0.001	SLD 13	196.43	239.52	0.535	1.1348	-149.24	SLD 13	1560.31	7.8	Si	
-	-	-	9.27	0.5	2.03	-0.71	-	SLV FO 13	196.45	91.45	1.0109	3.0596	-161.53	SLV FO 13	1502.82	2.9	Si	
2.48	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.17	0	SLU 34	196.41	1182.17	0.2628	-0.0085	-201.41	SLU 34	1303.95	38.79	Si	
-	-	-	9.27	0.5	0.44	-0.21	-	SLD 13	196.42	403.81	0.2841	0.5716	-139.58	SLD 13	1603.91	18.81	Si	
3.42	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.39	-	SLV FO 13	196.44	157.51	0.4917	1.5422	-151.06	SLV FO 13	1551.93	7.16	Si	
-	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.17	0	SLU 34	196.41	1182.17	0.1597	-0.0048	-201.71	SLU 34	1302.4	38.74	Si	
3.42	-	-	9.27	0.5	0.44	-0.21	-	SLD 13	196.42	403.81	0.1549	0.2988	-139.81	SLD 13	1602.89	18.8	Si	
-	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.39	-	SLV FO 13	196.44	157.51	0.2501	0.8064	-151.29	SLV FO 13	1550.86	7.15	Si	
4.04	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.17	0	SLU 34	196.41	1182.17	0.0738	-0.0019	-179.13	SLU 34	1417.14	163.01	Si	
-	-	-	9.27	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.35	0.0738	-0.0019	-179.13	SLU 34	1417.14	163.01	Si	
4.66	-	-	9.27	0.5	0.09	-0.06	-	SLD 15	196.42	1893.49	0.0572	0.0902	-118.48	SLD 15	1693.82	134.67	Si	
-	-	-	9.27	0.5	0.24	-0.07	-	SLV FO 15	196.42	794.18	0.0554	0.244	-134.35	SLV FO 13	1626.92	55.22	Si	
4.66	-	-	9.27	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.35	0.0293	-0.0008	-179.42	SLU 34	1415.65	162.84	Si	
-	-	-	9.27	0.5	0.09	-0.06	-	SLD 15	196.42	1893.49	0.0227	0.0358	-118.71	SLD 15	1692.88	134.6	Si	
5.28	-	-	9.27	0.5	0.24	-0.07	-	SLV FO 15	196.42	794.18	0.022	0.0968	-134.58	SLV FO 13	1625.91	55.18	Si	
-	-	-	9.27	0.5	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-97.55	SLD 1	1774.53	10000	Si	
5.28	-	-	9.27	0.5	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-112.67	SLD 1	1717.11	10000	Si	
-5.9	-	-	9.27	0.5	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-112.05	SLV FO 1	1719.56	10000	Si	

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-248.7	-257.69	296.41	1.15	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 9	lungo	-170.36	-177.28	296.41	1.67	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 9	lungo	-193.77	-200.69	296.41	1.48	Si

Micropalo D230 (927.5; 155.1) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Posizione						Taglio					PressoFlessione						Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
0	-	-	9.27	1.55	0	0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.5469	-0.0364	-255.73	SLU 34	1015.02	18.52	Si
0	-	-	9.27	1.55	-0.41	1.41	0.0005	SLD 7	196.41	133.41	1.5134	3.6824	-167.52	SLD 13	1474.06	3.7	Si
0	-	-	9.27	1.55	-1.1	3.76	0.0012	SLV FO 7	196.4	50.14	-1.286	9.9165	-188.76	SLV FO 15	1368.79	1.37	Si
-	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3732.44	0.5405	-0.0306	-248.46	SLU 34	1054.25	19.05	Si
0.62	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.45	0.0014	SLD 13	196.43	158.39	1.2122	2.8875	-162.78	SLD 13	1496.84	4.38	Si
-	-	-	9.27	1.55	3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 13	196.46	59.22	-0.8274	7.7781	-183.39	SLV FO 15	1395.82	1.63	Si
0.62	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3732.44	0.5089	-0.0249	-248.76	SLU 34	1052.64	19.02	Si
-	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.45	0.0014	SLD 13	196.43	158.39	0.9344	2.1693	-163.01	SLD 13	1495.74	4.37	Si
1.24	-	-	9.27	1.55	3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 13	196.46	59.22	-0.4551	5.8455	-183.62	SLV FO 15	1394.67	1.63	Si
-	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.06	0.4529	-0.0196	-231.53	SLU 34	1145.17	23.26	Si
1.86	-	-	9.27	1.55	0.74	-0.31	-0.001	SLD 13	196.43	245.3	0.6966	1.5715	-151.74	SLD 13	1548.77	7.94	Si
-	-	-	9.27	1.55	1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 13	196.45	93.24	-0.1935	4.2364	-170.91	SLV FO 15	1457.57	3.03	Si
1.86	-	-	9.27	1.55	1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 13	196.45	93.24	-0.1935	4.2364	-170.91	SLV FO 15	1457.57	3.03	Si

Posizione				Taglio								PressoFlessione						Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	Verifica	
-	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.06	0.3689	-0.0148	-231.83	SLU 34	1143.57	23.23	Si	
2.48	-	-	9.27	1.55	0.74	-0.31	-0.001	SLD 13	196.43	245.3	0.5048	1.1128	-151.97	SLD 13	1547.7	7.94	Si	
-	-	-	9.27	1.55	1.99	-0.69	-	SLV FO 13	196.45	93.24	-0.0594	3.0008	-171.15	SLV FO 15	1456.45	3.02	Si	
2.48	-	-	9.27	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.35	0.2371	-0.0084	-216.77	SLU 34	1223.65	40.43	Si	
-	-	-	9.27	1.55	0.43	-0.2	-	SLD 13	196.42	414.68	0.2669	0.5604	-142.14	SLD 13	1592.52	19.2	Si	
3.42	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.38	-	SLV FO 13	196.44	160.77	0.0525	1.5122	-160.04	SLV FO 15	1509.91	7.46	Si	
-	-	-	9.27	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.35	0.145	-0.0048	-217.07	SLU 34	1222.06	40.38	Si	
3.42	-	-	9.27	1.55	0.43	-0.2	-	SLD 13	196.42	414.68	0.1451	0.2928	-142.37	SLD 13	1591.49	19.19	Si	
-	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.38	-	SLV FO 13	196.44	160.77	0.061	0.7906	-160.27	SLV FO 15	1508.82	7.45	Si	
4.04	-	-	9.27	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2961.94	0.068	-0.0019	-192.75	SLU 34	1348.5	168.35	Si	
-	-	-	9.27	1.55	0.09	-0.05	-	SLD 15	196.42	1960	0.0533	0.0884	-132.13	SLD 15	1636.55	134.69	Si	
4.66	-	-	9.27	1.55	0.23	-0.07	-	SLV FO 15	196.42	812.85	0.0691	0.239	-142.32	SLV FO 15	1591.72	54.33	Si	
-	-	-	9.27	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2961.94	0.027	-0.0008	-193.05	SLU 34	1346.97	168.15	Si	
4.66	-	-	9.27	1.55	0.09	-0.05	-	SLD 15	196.42	1960	0.0211	0.0351	-132.36	SLD 15	1635.55	134.6	Si	
-	-	-	9.27	1.55	0.23	-0.07	-	SLV FO 15	196.42	812.85	0.0274	0.0948	-142.55	SLV FO 15	1590.68	54.29	Si	
5.28	-	-	9.27	1.55	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-104.89	SLU 1	1747.29	10000	Si	
-	-	-	9.27	1.55	0	0	0	SLD 1	196.41	10000	0	0	-114.83	SLD 1	1708.55	10000	Si	
-5.9	-	-	9.27	1.55	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-105.12	SLV FO 1	1746.41	10000	Si	

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-264.22	-273.21	296.41	1.08	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 11	lungo	-181	-187.92	296.41	1.58	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	γ_R laterale	γ_R punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 11	lungo	-204.42	-211.33	296.41	1.4	Si

5 CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al §10.2 NTC18, il progettista strutturale assevera di aver:

1. Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software Sismicad 12.13 e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
2. Controllato accuratamente i tabulati di calcolo.
3. Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
4. Esaminati gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n° 64/74, n° 1086/71, al DM 17/01/2018 (Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni) e alla Circ. n. 7 del 21/01/2019.

Giugliano li, Marzo 2019

Il progettista strutturale

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

RELAZIONE SUI MATERIALI E DOSAGGI

SOMMARIO

1	Premessa.....	2
2	Normativa adottata.....	2
3	Caratterizzazione meccanica dei materiali	2
3.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE PER LA REALIZZAZIONE DELLE STRUTTURE IN C.A.	2
3.1.1	Classe di resistenza del calcestruzzo $C \geq 25/30$	2
3.1.1.1	Preparazione delle miscele.....	3
3.1.2	Tipo di acciaio B450C:.....	4
3.1.3	Malta cementizia per micropali.....	4
3.1.4	Acciaio da carpenteria per armatura micropali S 275	4
4	Conclusioni.....	5

1 PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali da utilizzare nella realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel Cimitero del comune di Giugliano in Campania. La struttura portante è in c.a.

Il presente calcolo strutturale è relativo alla struttura portante dei nuovi loculi a cantera (loculi TIPO A), poiché le batterie di ossari (loculi TIPO B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale.

Una descrizione di maggiore dettaglio delle nuove strutture da realizzare è riportata nell'elaborato denominato "Relazione di Calcolo" allegato al presente calcolo strutturale.

2 NORMATIVA ADOTTATA

Le verifiche ed i procedimenti di calcolo adottati sono quelli propri della Scienza delle Costruzioni. Le disposizioni vigenti consistono nelle seguenti norme:

D.M. 17.01.18:	Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni.
Circ. n° 7 del 21.01.19:	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
L. 5.11.71 n°1086:	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
D.P.R. 285/90:	Regolamento di Polizia Mortuaria
C.n°24 del 24/06/1993:	Circolare del Ministero della Sanità.

3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

3.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE PER LA REALIZZAZIONE DELLE STRUTTURE IN C.A.

3.1.1 Classe di resistenza del calcestruzzo $C \geq 25/30$

In riferimento alla realizzazione delle strutture in c.a. (platea, setti e piastra in c.a.), il progetto prevede l'impiego di materiali aventi le seguenti caratteristiche:

Classe di resistenza del calcestruzzo $C \geq 25/30$

Classe di consistenza S5

La classe di esposizione del cls sarà pari a XC2 per le strutture di fondazione

La classe di esposizione del cls sarà pari a XC1 per gli elementi strutturali in elevazione.

Tensioni nominali di calcolo

Verifiche agli SLU

$f_{ck} = 24.90$ MPa – Tensione caratteristica

$f_{cd} = 14.11$ MPa – Tensione di calcolo

Verifiche agli SLE

$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 14.94$ MPa – Tensione di esercizio (comb. Caratteristica (rara))

$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 11.20$ MPa – Tensione di esercizio (comb. Quasi permanente)

Calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo

$\gamma_c = 1,50$; $\varepsilon_{cl} = 0.20$ %; $\varepsilon_{cu} = 0.35$ %.

3.1.1.1 Preparazione delle miscele

Il calcestruzzo deve avere dei requisiti fondamentali sia in fase di lavorazione che a maturazione avvenuta. In particolare, il cls fresco deve avere buone caratteristiche di lavorabilità al fine di rendere agevole la posa in opera. Analizziamo brevemente le caratteristiche che devono possedere i singoli componenti della miscela.

LEGANTI:

Nelle opere oggetto della presente relazione dovranno impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi, dalle disposizioni vigenti in materia (Legge n°595 del 26-05-1965) con esclusione del cemento alluminoso. Il cemento è l'elemento più costoso, per cui si tende a limitare l'uso. Tuttavia, il dosaggio minimo dipenderà prevalentemente dalla compattezza necessaria alla protezione delle armature.

INERTI:

Gli inerti naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ect. e comunque in proporzioni tali da essere nocive all'indurimento del conglomerato o alla conservazione delle armature. Il diametro massimo degli inerti dipende prevalentemente dalla natura delle casseformi e dalla densità delle armature.

ACQUA:

L'acqua degli impasti deve essere limpida, priva di Sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non aggressive.

La composizione di una miscela con buone caratteristiche di lavorabilità, compattezza e resistenza, per un metro cubo di calcestruzzo ordinario è:

- Cemento 250 – 300 kg
- Inerte fine (sabbia) 0,40 m³
- Inerte grosso (ghiaia o pietrisco) 0,80 m³
- Acqua 150 – 200 litri

Le tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} , per spessori $t < 40\text{mm}$, sono di seguito riportate:

- $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

4 CONCLUSIONI

Il sottoscritto progettista strutturale e geotecnico

DICHIARA

CHE LE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA UTILIZZARE PER LE STRUTTURE RISPETTANO QUANTO PRESCRITTO DAL D.M.17 GENNAIO 2018 e DALLA CIRC. N. 7 DEL 21 GENNAIO 2019.

Giugliano lì, Marzo 2019

Il progettista strutturale

P.P.V. Il Direttore dei Lavori

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Sommario

Sommario.....	1
1.1 Premessa.....	2
1.2 Normativa di riferimento	2
1.3 Descrizione delle opere in sito.....	2
Risposta sismica locale	3
Parametri di analisi	5
1.4 Tipologia di fondazione.....	9
1.4.1 Elementi di fondazione	10
1.4.1.1 Fondazioni profonde.....	10
1.5 Programma delle indagini e delle prove geotecniche.....	10
1.5.1 Sondaggi del sito	10
1.6 Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito.....	14
1.6.1 Terreni.....	14
1.7 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica	15
Modello di fondazione.....	15
1.8 Verifiche delle fondazioni.....	18
1.8.1 Verifiche pali	18
1.8.2 Stima dei cedimenti dei micropali	27
1.9 Considerazioni sulle indagini eseguite e Conclusioni	28
1.9.1 Indagini eseguite.....	28
1.9.2 Conclusioni	28

1.1 Premessa

Nel presente elaborato, sono riportate i risultati delle analisi di calcolo relative alle strutture di fondazione dei nuovi loculi a cantera (TIPO A) da realizzare nel Cimitero del comune di Giugliano in Campania. La struttura portante è in c.a.

Le verifiche sono state effettuate nei confronti degli SLU e degli SLE. I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche attribuite al terreno sono stati desunti da misure dirette in situ e sulla scorta di quanto relazionato nella Relazione Geologica redatta dal Dott. Geologo Alessandro Magliulo allegata alla presente.

Il modello geotecnico analizzato è uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico meccanica dei terreni interessati dalle variazioni dello stato tensionale compresi nel volume significativo.

Per le analisi delle sollecitazioni sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

- Sismicad 12.13 della Concrete è il SISMICAD 12.13 con licenza n. SW-7542738

1.2 Normativa di riferimento

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2018
Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2008
Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

NORMA TECNICA UNI EN 1997-1:2005 (EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA)

Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.

EUROCODICE 8
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

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 (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).

1.3 Descrizione delle opere in sito

La struttura di fondazione è costituita da una platea in c.a. di spessore pari a 25cm su 4 micropali di diametro Ø230mm e lunghezza pari a 6.00m. I micropali sono armati con profilato circolare in acciaio di diametro Ø14.3mm di spessore pari a 6.3 mm, munito di valvole per iniezione di malta di cemento in pressione. Nella modellazione delle strutture di fondazione, a vantaggio di sicurezza, sono stati considerati come sistema di fondazione i soli micropali.

La **struttura in oggetto** è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. In particolare si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di $V_n=50$ anni per una classe d'uso III, e quindi una vita di riferimento di 75 anni (NTC18 e NTC08 §2.4.3).

L'opera è edificata in località Napoli, Giugliano In Campania; Latitudine ED50 40,9349° (40° 56' 6"); Longitudine ED50 14,1941° (14° 11' 39"); Altitudine s.l.m. 95,69 m. (coordinate esatte: 40,934913 14,194136).

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in

condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. I tre parametri fondamentali (accelerazione a_g , fattore di amplificazione F_0 e periodo T^*C) si ricavano per ciascun nodo del del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento V_r della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.I del §3.2.1 della norma; i valori di P_{Vr} forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere. Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

PVr SLD (%)	63
Tr SLD	75.43
Ag/g SLD	0.0668
Fo SLD	2.377
Tc* SLD	0.331 [s]
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	711.84
Ag/g SLV	0.1629
Fo SLV	2.452
Tc* SLV	0.369 [s]

Risposta sismica locale

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari (pendii, creste).

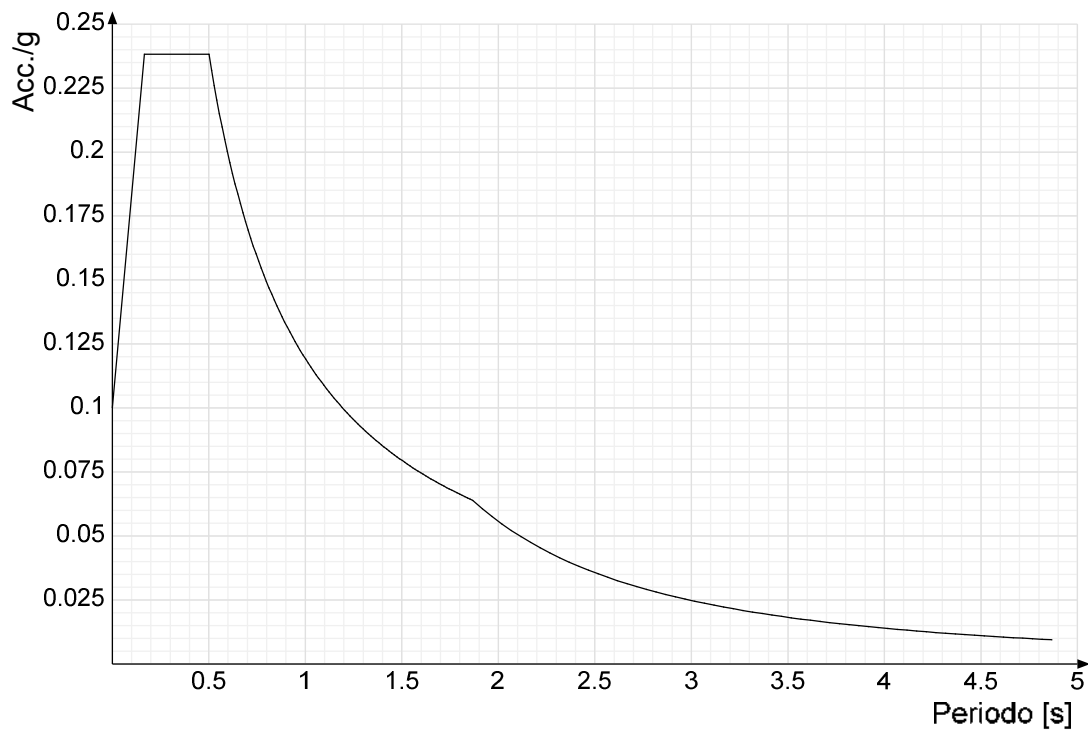
Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (NTC18 e NTC08 §3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (NTC18 e NTC08 Tab. 3.2.II).

Categoria topografica T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

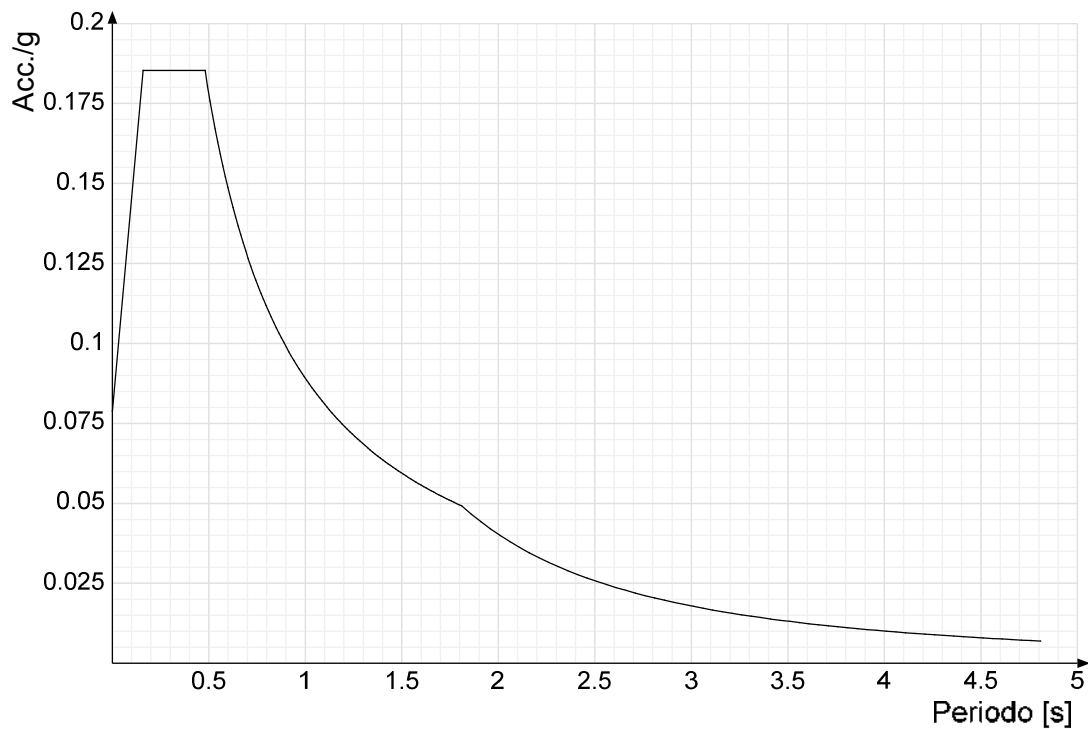
In base alle categorie scelte si sono infine adottati i seguenti coefficienti di amplificazione e spettrali:

Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

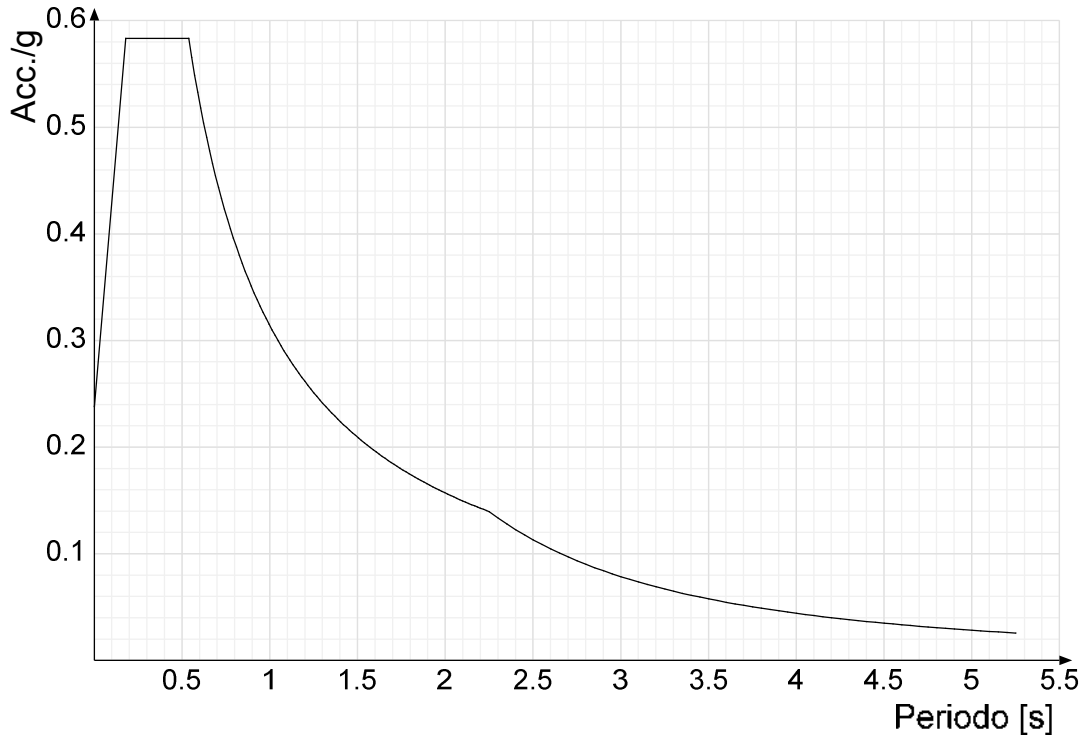
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Parametri di analisi

Si è condotta una analisi di tipo Lineare dinamica su una costruzione di calcestruzzo regolare in pianta regolare in altezza.

Le parti strutturali in c.a. sono inquadrabili nella tipologia Strutture a pareti accoppiate $q_0=3.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, con rapporto α_u/α_1 corrispondente a Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u/\alpha_1=1.2$.

Si è considerata una classe di duttilità CD"B", a cui corrispondono per la struttura in esame i seguenti fattori di struttura:

Altri parametri che influenzano l'azione sismica di progetto sono riassunti in questo prospetto:

Smorzamento viscoso (%)	5
Rotazione del sisma	0 [deg]
Quota dello '0' sismico	0 [cm]

Nell'analisi dinamica modale si sono analizzati 10 modi di vibrare valutati secondo il metodo di Ritz.

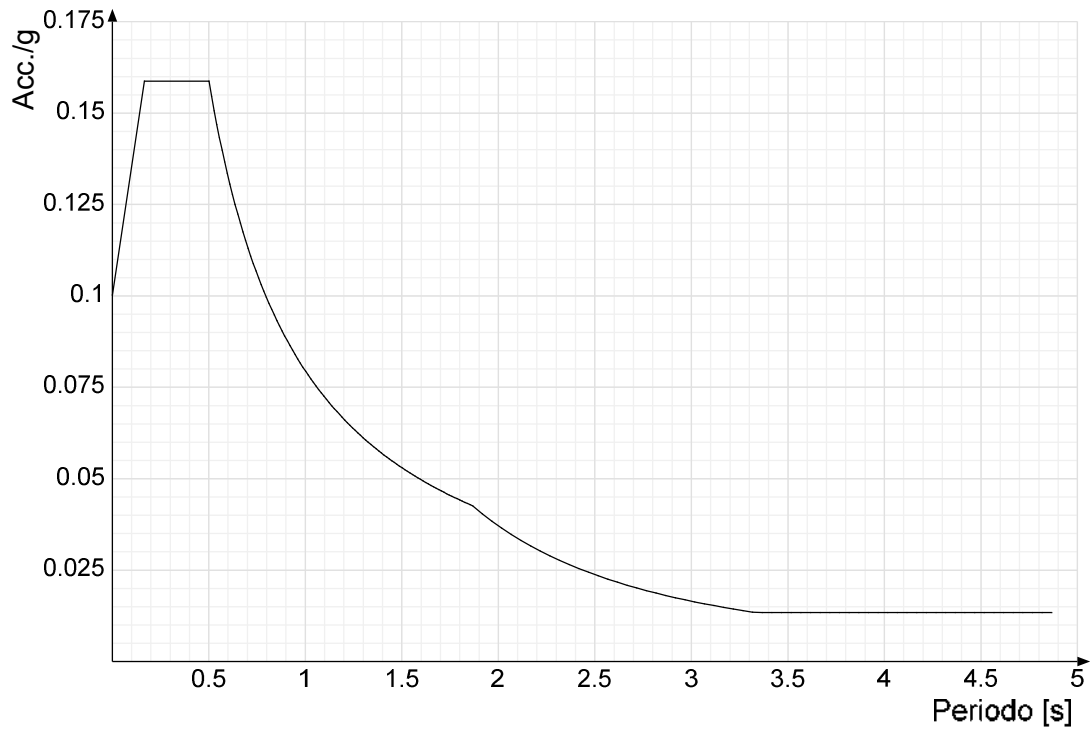
Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, la normativa richiede di attribuire al centro di massa una eccentricità accidentale (NTC18 e NTC08 §7.2.6), in aggiunta alla eccentricità naturale della costruzione, mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

Nella struttura in oggetto si è applicata una eccentricità accidentale secondo il seguente prospetto:

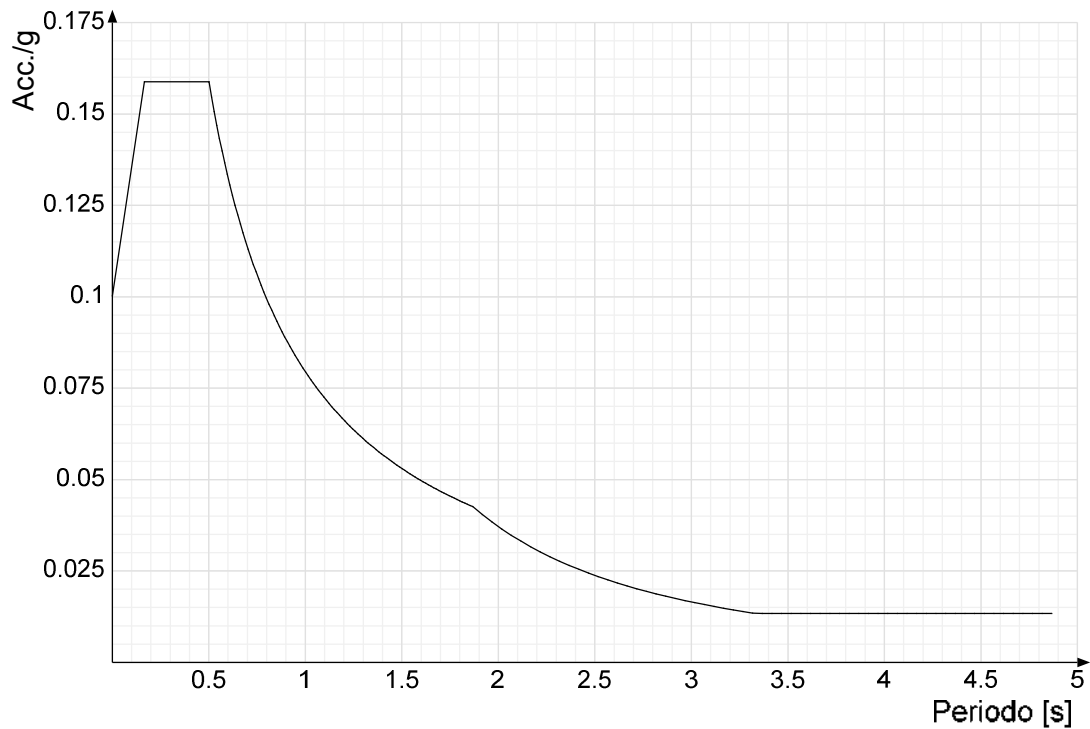
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "Fondazione"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "Copertura"	0	[cm]

Si riportano infine gli spettri di risposta di progetto delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

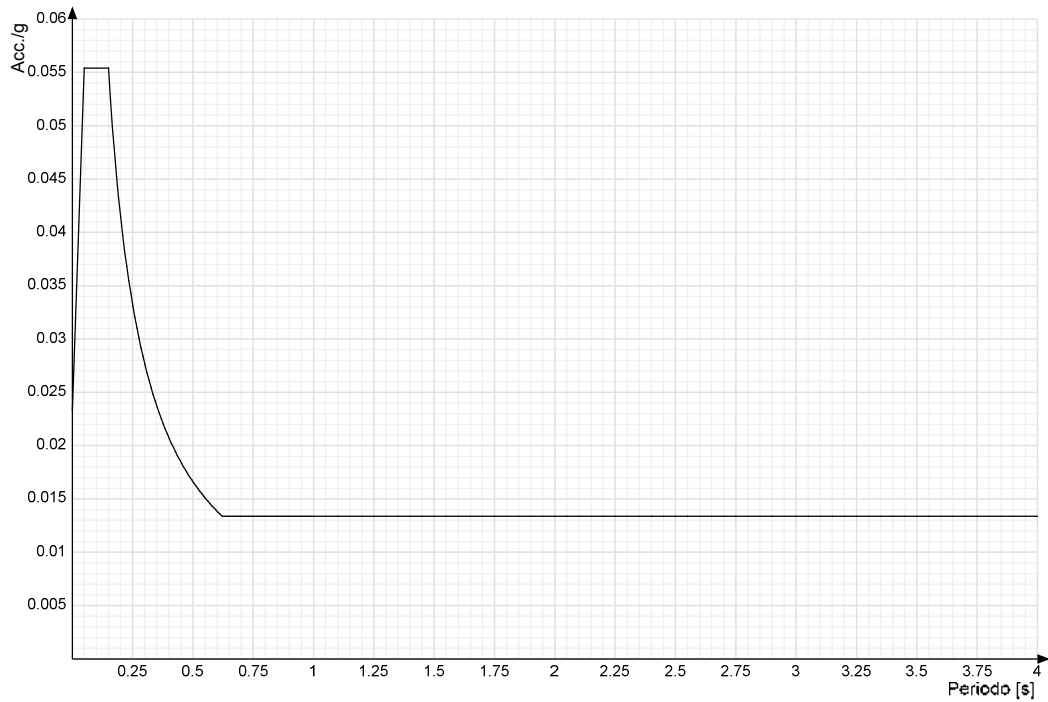
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5".



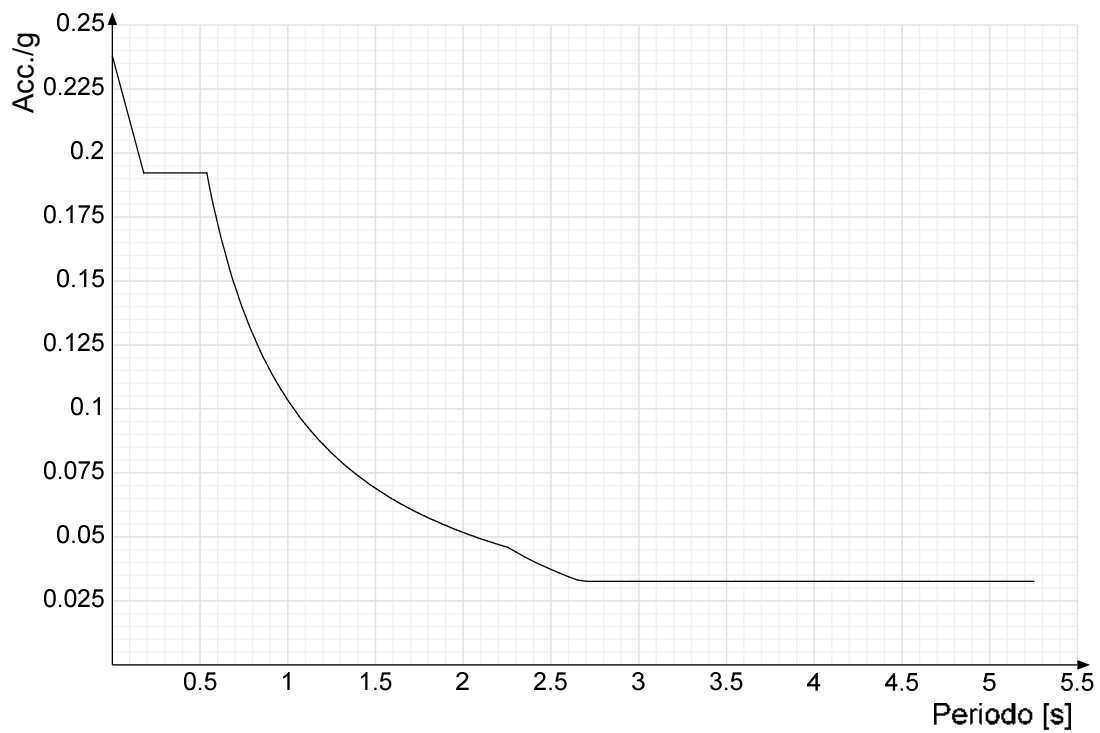
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5".



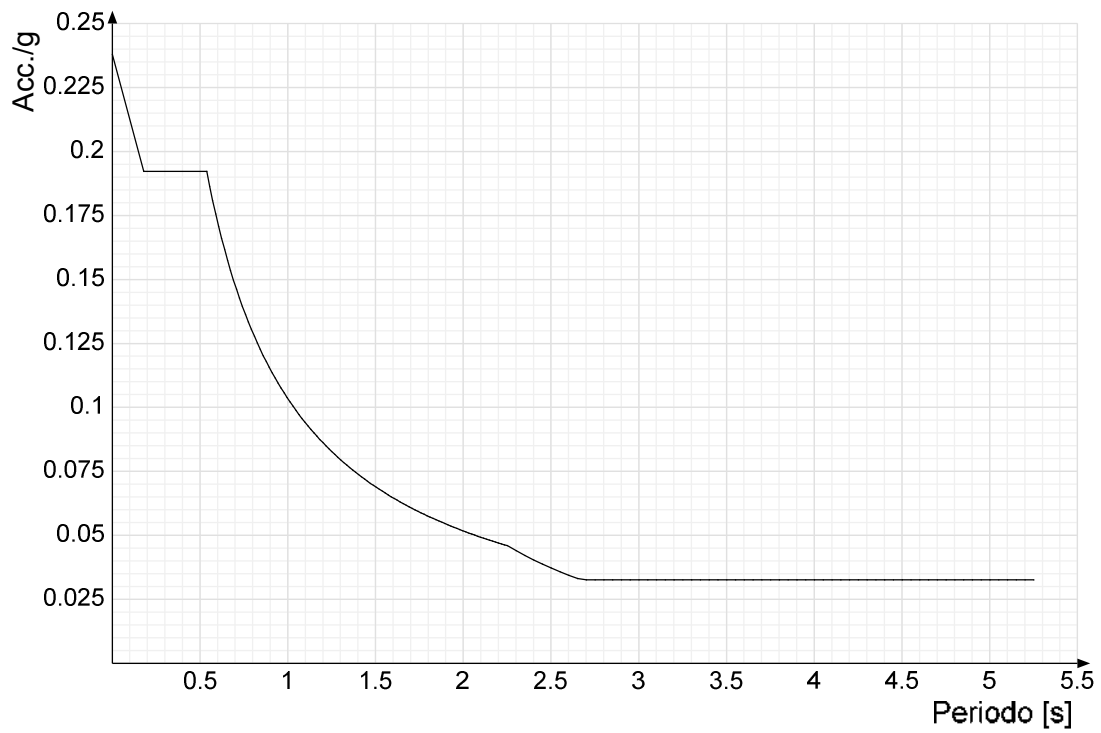
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5".



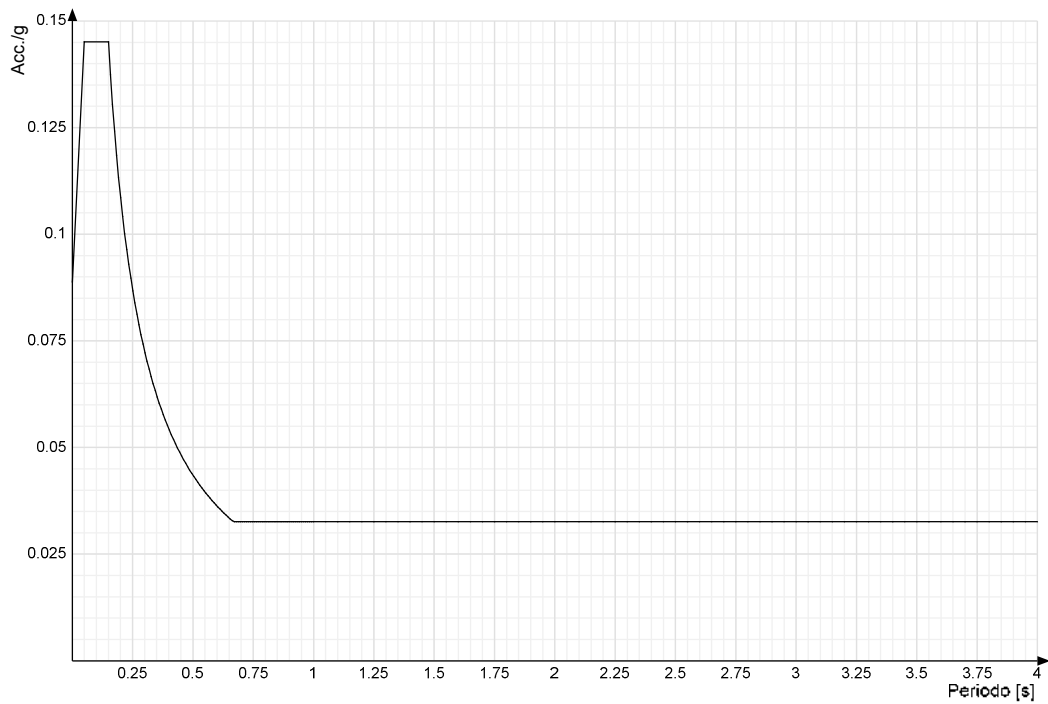
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5".



1.4 Tipologia di fondazione

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni profonde, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidità. In direzione orizzontale si è considerata una rigidità pari a 0.5 volte quella verticale.

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti:

Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	0.0046	[kN/cm ³]
K punta palo (default)	0.04	[kN/cm ³]
Pressione limite punta palo (default)	1.5	[kN/cm ²]

Per elementi nei quali si sono valutati i parametri geotecnici in funzione della stratigrafia sottostante si sono adottate le seguenti formulazioni di letteratura:

Metodo di calcolo della K verticale	Vesic
Metodo di calcolo della capacità portante	Terzaghi
Metodo di calcolo della pressione limite punta palo	Vesic

La resistenza limite offerta dai pali in direzione orizzontale e verticale è funzione dell'attrito e della coesione che si può sviluppare all'interfaccia con il terreno. Oltre ai dati del suolo, descritti nelle seguenti stratigrafie, hanno influenza anche i seguenti parametri:

Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)		2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)		1.1
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta		1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione		1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta		1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione		1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta		1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione		1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione		1.25
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7	



Rappresentazione in pianta di tutti gli elementi strutturali di fondazione.

1.4.1 Elementi di fondazione

1.4.1.1 Fondazioni profonde

Descrizione breve: descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli dei pali e plinti su pali.

Stratigrafia: stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.

Sondaggio: è possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.

Estradosso: distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [cm]

Deformazione volumetrica: valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.

K punta: coefficiente di sottofondo verticale del terreno in punta palo. [kN/cm³]

Pressione limite punta: valore limite di pressione del terreno in punta palo. [kN/cm²]


Descrizione breve	Stratigrafia			K punta	Pressione limite punta
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica		
FPP1	Piu' vicino in sito	0	Default (0.039)	Default (0.04)	Default (1.5)

1.5 Programma delle indagini e delle prove geotecniche

Sondaggio DPSH1



Sondaggio DPSH2



Sondaggio DPSH1




Immagine: planimetria della zona con indicate le posizioni delle verticali di indagine

1.5.1 Sondaggi del sito

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio DPSH1

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm

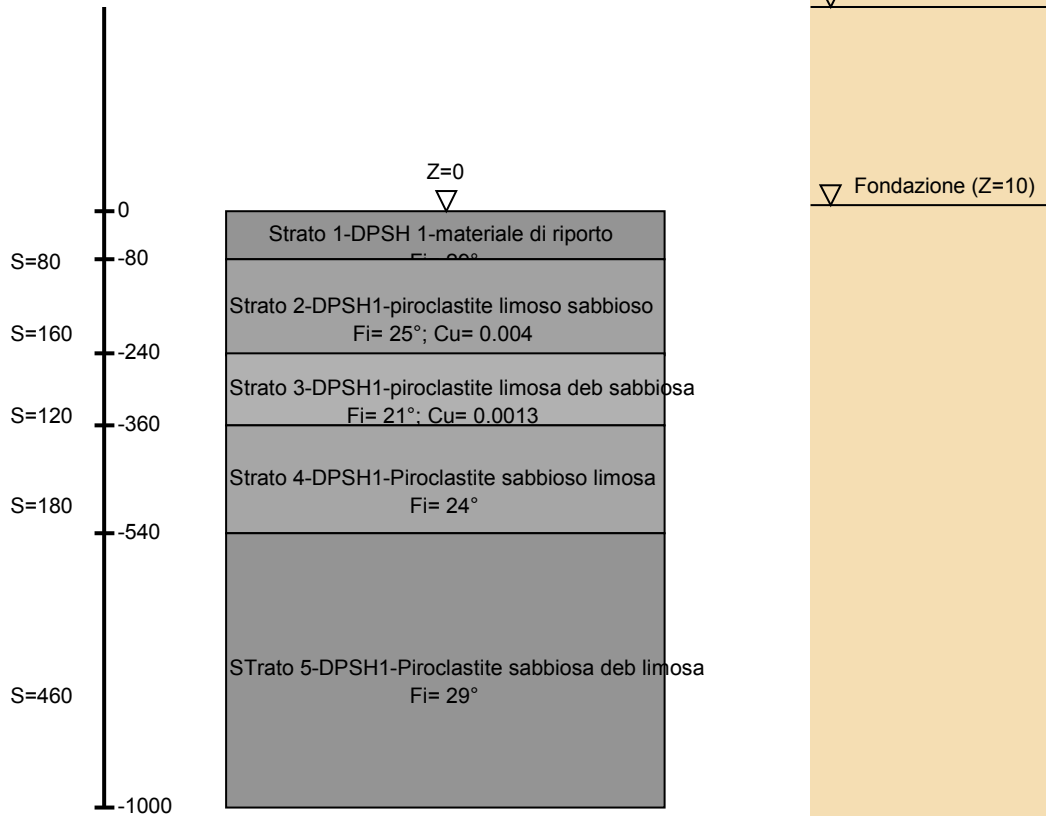


Immagine: Sondaggio DPSH1

Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 1-DPSH 1-materiale di riporto	80	Da verifica	2.0E-5	2.0E-5	1.2E-4	1.2E-4	1.4	1.4	2	2	0	0	0	0	0	0	1	1

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Elaborato Strutturale

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 2- DPSH1- piroclastite limoso sabbioso	160	Da verifica	2.5E- 5	2.0E- 5	1.5E- 4	1.2E- 4	0.9	0.9	1.4	1.4	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 3- DPSH1- piroclastite limosa deb sabbiosa	120	Da verifica	3.0E- 5	2.5E- 5	1.7E- 4	1.5E- 4	0.8	0.8	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 4- DPSH1- Piroclastite sabbioso limosa	180	Da verifica	3.0E- 5	3.0E- 5	1.7E- 4	1.7E- 4	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 5- DPSH1- Piroclastite sabbiosa deb limosa	460	Da verifica	3.5E- 5	3.5E- 5	1.8E- 4	1.8E- 4	2.3	2.3	3.4	3.4	0	0	0	0	0	0	1	1

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio DPSH2

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 6,12303176911189E-14, 1000

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm

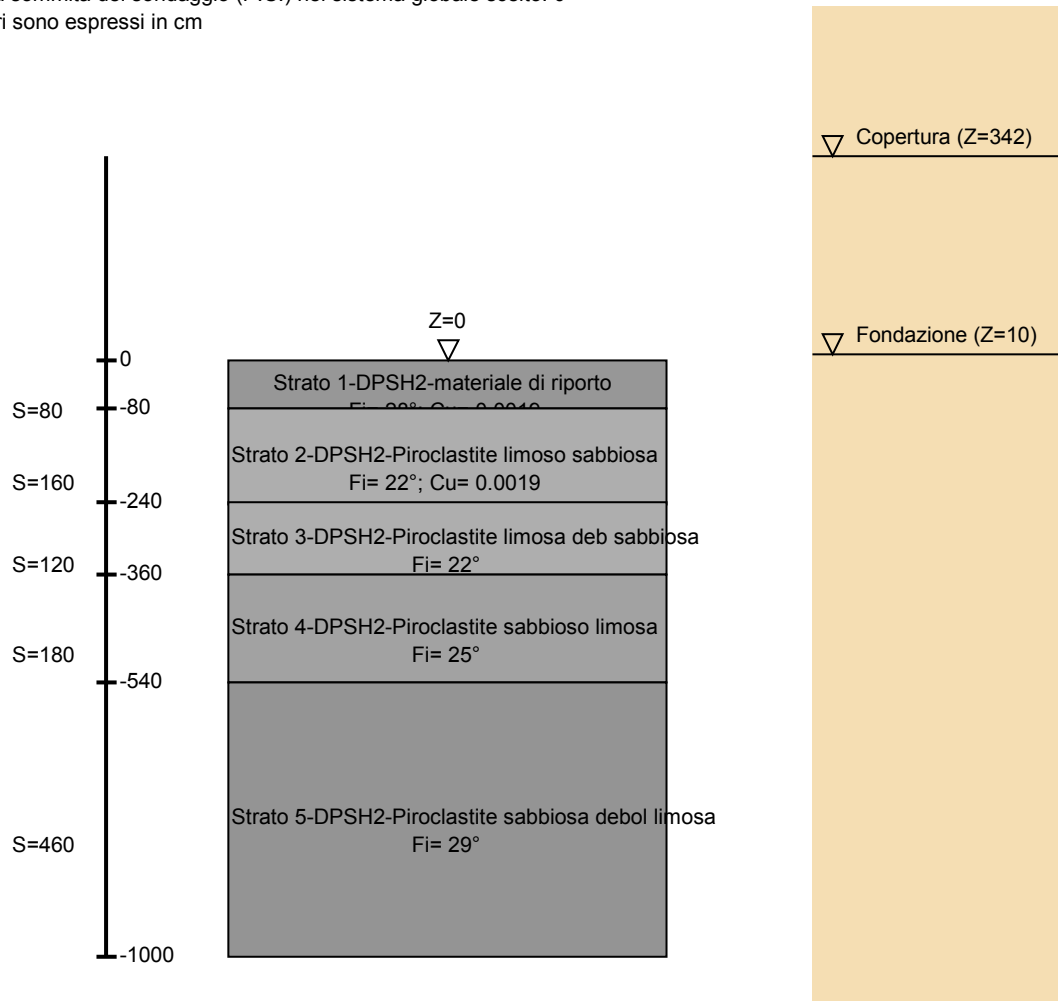


Immagine: Sondaggio DPSH2

Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Elaborato Strutturale

valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 1-DPSH2-materiale di riporto	80	Da verifica	2.0E-5	2.0E-5	1.2E-4	1.2E-4	0.1	0.1	1.8	1.8	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 2-DPSH2-Piroclastite limoso sabbiosa	160	No	2.5E-5	2.0E-5	1.5E-4	1.2E-4	0.8	0.8	1.3	1.3	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 3-DPSH2-Piroclastite limosa deb sabbiosa	120	Da verifica	3.0E-5	2.5E-5	1.7E-4	1.5E-4	0.8	0.8	1.3	1.3	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 4-DPSH2-Piroclastite sabbioso limosa	180	Da verifica	3.0E-5	3.0E-5	1.7E-4	1.7E-4	1	1	1.6	1.6	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 5-DPSH2-Piroclastite sabbiosa debil limosa	460	Da verifica	3.5E-5	3.5E-5	1.8E-4	1.8E-4	2.3	2.3	3.5	3.5	0	0	0	0	0	0	1	1

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio DPSH3

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 1,22460635382238E-13, 2000

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm

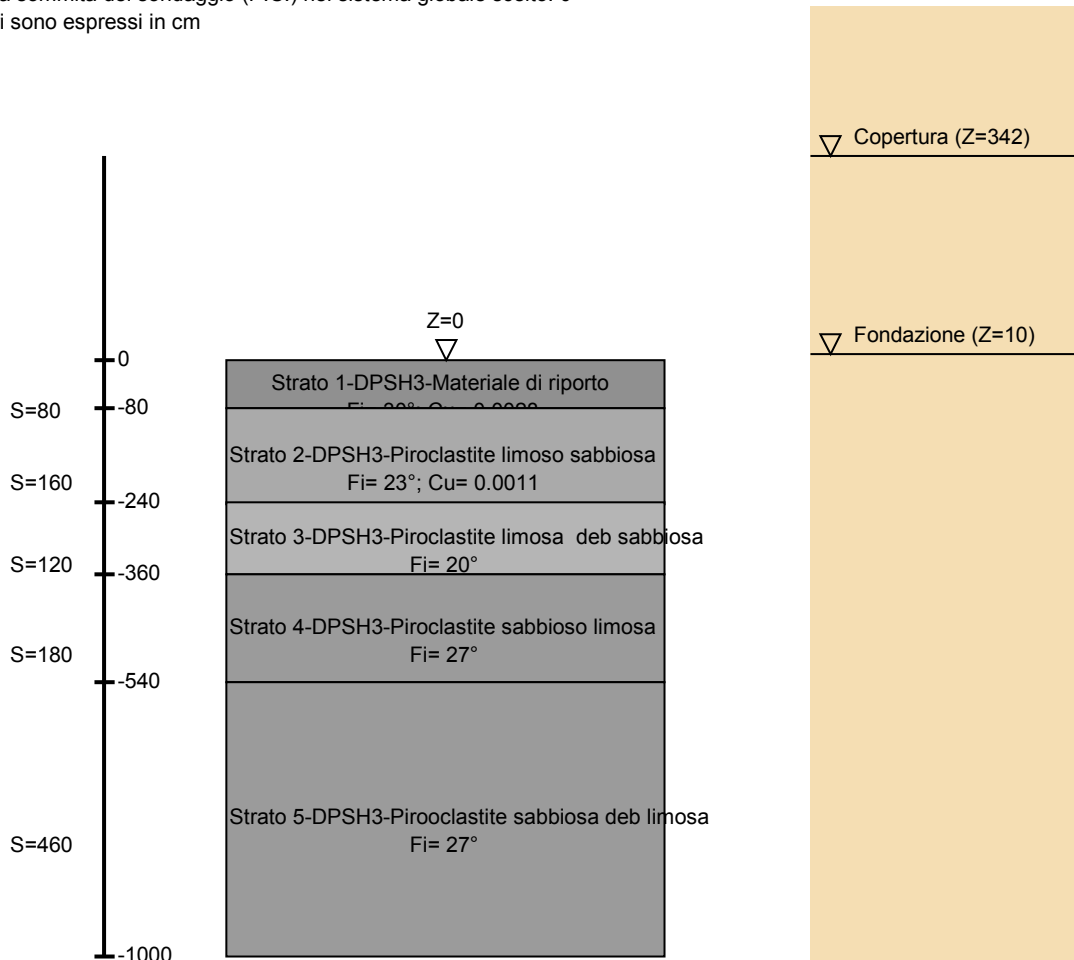


Immagine: Sondaggio DPSH3

Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato 1- DPSH3- Materiale di riporto	80	Da verifica	2.0E- 5	2.0E- 5	1.2E- 4	1.2E- 4	1.2	1.2	1.8	1.8	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 2- DPSH3- Piroclastite limoso sabbiosa	160	Da verifica	2.5E- 5	2.0E- 5	1.5E- 4	1.2E- 4	0.8	0.8	1.3	1.3	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 3- DPSH3- Piroclastite limosa deb sabbiosa	120	Da verifica	3.0E- 5	2.5E- 5	1.7E- 4	1.5E- 4	0.7	0.7	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 4- DPSH3- Piroclastite sabbioso limosa	180	Da verifica	3.0E- 5	3.0E- 5	1.7E- 4	1.7E- 4	1.2	1.2	1.8	1.8	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato 5- DPSH3- Piroclastite sabbiosa deb limosa	460	Da verifica	3.5E- 5	3.5E- 5	1.8E- 4	1.8E- 4	2	2	2.9	2.9	0	0	0	0	0	0	1	1

1.6 Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito

1.6.1 Terreni

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Coesione: coesione efficace del terreno. [kN/cm²]

Coesione non drenata: coesione non drenata (Cu) del terreno, per terreni eminentemente coesivi. [kN/cm²]

Attrito interno: angolo di attrito interno del terreno. [deg]

δ: angolo di attrito all'interfaccia terreno-cls. [deg]

Coeff. α di adesione: coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

Coeff. di spinta K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [kN/cm³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [kN/cm³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [kN/cm²]

v: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

Rqd: rock quality degree. Per roccia assume valori nell'intervallo (0;1]. Il valore convenzionale 0 indica che si tratta di un terreno sciolto. Il valore è adimensionale.

Permeabilità Kh: permeabilità orizzontale. Permeabilità orizzontale del terreno. [cm/s]

Permeabilità Kv: permeabilità verticale. Permeabilità verticale del terreno. [cm/s]

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Coeff. α di adesione	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Rqd	Permeabilità Kh	Permeabilità Kv
Strato 1-DPSH 1- materiale di riporto	0	0	29	25	0	0.52	1.50E-5	1.70E-5	1.4	0.33	0	0.1	0.01
Strato 2-DPSH1- piroclastite limoso sabbioso	0	0.004	25	24	0.5	0.58	1.40E-5	1.70E-5	0.9	0.34	0	0.1	0.01

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Coeff. α di adesione	Coeff. di spinta K_0	γ naturale	γ saturo	E	v	Rqd	Permeabilità Kh	Permeabilità Kv
Strato 3-DPSH1-Piroclastite limosa deb sabbiosa	0	0.0013	21	20	0.4	0.64	1.30E-5	1.50E-5	0.8	0.35	0	0.1	0.01
Strato 4-DPSH1-Piroclastite sabbioso limosa	0	0	24	23	0	0.59	1.40E-5	1.60E-5	0.9	0.34	0	0.1	0.01
Strato 5-DPSH1-Piroclastite sabbiosa deb limosa	0	0	29	25	0	0.52	1.50E-5	1.70E-5	2.3	0.33	0	0.1	0.01
Strato 1-DPSH2-materiale di riporto	0	0.0019	28	25	0.5	0.53	1.50E-5	1.70E-5	0.1	0.33	0	0.1	0.01
Strato 2-DPSH2-Piroclastite limoso sabbiosa	0	0.0019	22	20	0.5	0.63	1.40E-5	1.60E-5	0.8	0.35	0	0.1	0.01
Strato 3-DPSH2-Piroclastite limosa deb sabbiosa	0	0	22	20	0	0.63	1.30E-5	1.50E-5	0.8	0.35	0	0.1	0.01
Strato 4-DPSH2-Piroclastite sabbioso limosa	0	0	25	23	0	0.58	1.40E-5	1.60E-5	1	0.34	0	0.1	0.01
Strato 5-DPSH2-Piroclastite sabbiosa debol limosa	0	0	29	25	0	0.52	1.50E-5	1.70E-5	2.3	0.33	0	0.1	0.01
Strato 1-DPSH3-Materiale di riporto	0	0.0028	30	25	0.5	0.5	1.50E-5	1.70E-5	1.2	0.32	0	0.1	0.01
Strato 2-DPSH3-Piroclastite limoso sabbiosa	0	0.0011	23	20	0.5	0.61	1.40E-5	1.60E-5	0.8	0.34	0	0.1	0.01
Strato 3-DPSH3-Piroclastite limosa deb sabbiosa	0	0	20	18	0	0.66	1.30E-5	1.60E-5	0.7	0.35	0	0.1	0.01
Strato 4-DPSH3-Piroclastite sabbioso limosa	0	0	27	25	0	0.55	1.40E-5	1.70E-5	1.2	0.34	0	0.1	0.01
Strato 5-DPSH3-Piroclastite sabbiosa deb limosa	0	0	27	25	0	0.55	1.50E-5	1.70E-5	2	0.33	0	0.1	0.01

1.7 Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

Modello di fondazione

Le travi di fondazione sono modellate tramite uno specifico elemento finito che gestisce il suolo elastico alla Winkler. Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale. Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

Il palo di fondazione è stato modellato tramite il frazionamento in più aste verticali. Nei nodi di suddivisione vengono posizionate molle assialsimmetriche elastiche denominate FLAT, che riproducono l'interazione con il terreno lungo la superficie laterale del palo. L'elemento finito denominato FLAT possiede 3 gradi di libertà, ovvero spostamento lungo l'asse del palo (verticale), spostamento planare (orizzontale), rotazione attorno all'asse (torcente). Il comportamento elastico degli elementi FLAT è dato dalle costanti elastiche orizzontali, verticali e rotazionali. Esse sono calcolate a partire dalle costanti elastiche orizzontali e verticali caratteristiche di ogni strato di terreno che compone la stratigrafia nella quale il palo è immerso. In punta al palo, in aggiunta all'elemento FLAT, viene inserita una molla elastica verticale le cui caratteristiche sono ricavate dai dati di input del palo o dalla stratigrafia.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (Rd) e quelle instabilizzanti (Ed):

$$Rd = (N \cdot \tan(\phi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$|Ed = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;
 Tx, Ty = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;
 tan(phi) = coefficiente di attrito terreno-fondazione;
 ca = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;
 B, L = dimensioni della fondazione;
 alpha = fattore di riduzione della spinta passiva;
 Sp = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;
 gamma rs= fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento FS=Rd/Ed sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (Rd) ed il carico agente (Ed), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Terzaghi, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Terzaghi

La capacità portante, attraverso la formula di Terzaghi, risulta:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = \frac{e^{2(0.75 \cdot \pi - \phi/2) \cdot tg\phi}}{2 \cdot \cos^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}; \quad N_\gamma = \frac{tg\phi}{2} \cdot \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

dove:

c = coesione dello strato di fondazione;
 q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
 gamma' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
 B = larghezza efficace della fondazione (B = Bf - 2e);
 Nc, Nq, Ny = fattori di capacità portante;
 sc, s_gamma = fattori di forma della fondazione;
 Per la teoria di Terzaghi i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

phi = angolo di attrito dello strato di fondazione;

Kpy è un valore interpolato linearmente dalla seguente tabella (phi/ Kpy), ricavata da Bowles interpretando i fattori di capacità portante di Terzaghi a ritroso: 0°/10.8; 5°/12.2; 10°/14.7; 15°/18.6; 20°/25; 25°/35; 30°/52; 35°/82; 40°/141; 45°/298; 50°/800;

I fattori di forma sc ed s_gamma valgono 1 per la fondazione nastriforme.

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

Verifica di capacità portante pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo. La portanza di progetto (R_d) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali. La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale+punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione.

La **capacità portante laterale** viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente. Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \phi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

k_0 il coefficiente di spinta a riposo dell' i -esimo terreno della stratigrafia

$p_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$, la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

$p_0 = k_0 \cdot p_v$, la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

c , ϕ la coesione e l'angolo di attrito interno dell' i -esimo terreno

α il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0.5÷0.8)

D il diametro di perforazione del palo

S_i la superficie laterale dell' i -esimo tratto di calcolo ($\pi \cdot D \cdot h_i$)

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo, questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali.

Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2-\phi)\tan\phi}}{3-\sin\phi} \cdot \left[\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \cdot I_{rr} \left[\frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)} \right]$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot\phi$$

L'indice di rigidità ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica $\epsilon_{s,v}$ raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidità I_r teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale G e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \tan \varphi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1)]$$

dove si sono indicati con:

A_p , l'area della punta del palo

c , φ la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

η , coefficiente indicato da Vesic, dato da: $(1 + 2 \cdot K_0)/3$

q sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine N'_q e considera il peso proprio del palo.

In condizioni non drenate ($c=c_u$ e $\varphi=0$) il termine N'_q diventa pari a 1, mentre il termine N'_c viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali. In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

1.8 Verifiche delle fondazioni

1.8.1 Verifiche pali

Verifica: stato di verifica

Posizione: posizione del palo

Quota: quota sezione [cm]

Filo: numero del filo (se assegnato)

Ind.: indice del palo

Xp: coordinata x del palo che ha prodotto la verifica peggiore [cm]

Yp: coordinata y del palo che ha prodotto la verifica peggiore [cm]

Taglio: verifica a taglio

Tx: taglio T_x [kN]

Ty: taglio T_y [kN]

Mt: momento torcente [kN*cm]

Comb.: combinazione peggiore a taglio torsione

Vrd: resistenza di progetto a taglio torsione [kN]

C.S.tt: coefficiente di sicurezza minimo a taglio/torsione

PressoFlessione: verifica a pressoflessione

Mx: momento M_x [kN*cm]

My: momento M_y [kN*cm]

N: sforzo normale [kN]

Comb.: combinazione peggiore a pressoflessione

Mrd: resistenza di progetto a pressoflessione [kN]

C.S.pf: coefficiente di sicurezza minimo a pressoflessione

yR laterale: coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza laterale

yR punta: coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza alla punta

Pl,d: portanza laterale di progetto [kN]

Pp,d: portanza di punta di progetto [kN]

Def.vol: deformazione volumetrica (usata per formula portanza punta secondo Vesic)

Comb.: combinazione peggiore

Cnd: condizione peggiore a breve termine (BT) o lungo termine (LT)

N: sforzo normale in testa [kN]

Ed: azione totale di progetto [kN]

Rd: resistenza totale di progetto [kN]

C.S.: coefficiente di sicurezza

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [cm, kN] ove non espressamente specificato.

Micropalo D230 (587.5; 50) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio					PressoFlessione					Verifica		
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	Verifica
0	-	-	5.87	0.5	0	-0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.6576	0.0366	-237.51	SLU 34	1113.14	16.9	Si
0	-	-	5.87	0.5	1.39	0.51	0.0015	SLD 15	196.43	132.63	1.5878	-3.7527	-164.49	SLD 1	1488.65	3.65	Si
0	-	-	5.87	0.5	3.72	1.37	0.0041	SLV FO 15	196.46	49.51	3.5818	10.1049	-178.11	SLV FO 1	1422.19	1.33	Si
-0.62	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.8	0.6337	0.0308	-230.77	SLU 34	1149.24	17.6	Si
-0.62	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.47	0.0014	SLD 1	196.4	154.98	1.2748	-2.943	-159.84	SLD 1	1510.83	4.31	Si
-0.62	-	-	5.87	0.5	-3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 1	196.37	58.13	2.7691	-7.9268	-173.06	SLV FO 1	1447.1	1.58	Si
-1.24	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.8	0.5848	0.0251	-231.07	SLU 34	1147.64	17.58	Si
-1.24	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.47	0.0014	SLD 1	196.4	154.98	0.9854	-2.2113	-160.07	SLD 1	1509.74	4.31	Si

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Elaborato Strutturale

Posizione					Taglio						PressoFlessione					Verifica	
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	Verifica
-	-	-	5.87	0.5	-3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 1	196.37	58.13	2.0441	-5.958	-173.29	SLV FO 1	1445.97	1.57	Si
1.24	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.74	0.5127	0.0198	-215.08	SLU 34	1232.54	22.05	Si
1.86	-	-	5.87	0.5	-0.75	-0.33	0.001	SLD 1	196.4	239.5	0.7368	-1.6022	-149.01	SLD 1	1561.36	7.81	Si
1.86	-	-	5.87	0.5	-2.03	-0.71	0.0026	SLV FO 1	196.38	91.43	1.4514	-4.3185	-161.3	SLV FO 1	1503.91	2.91	Si
-	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.74	0.414	0.0149	-215.38	SLU 34	1230.96	22.02	Si
2.48	-	-	5.87	0.5	-0.75	-0.33	0.001	SLD 1	196.4	239.5	0.5351	-1.1347	-149.24	SLD 1	1560.31	7.8	Si
2.48	-	-	5.87	0.5	-2.03	-0.71	0.0026	SLV FO 1	196.38	91.43	1.0111	-3.0594	-161.53	SLV FO 1	1502.82	2.9	Si
-	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.17	0	SLU 34	196.41	1182.35	0.2627	0.0085	-201.41	SLU 34	1303.96	38.8	Si
3.42	-	-	5.87	0.5	-0.44	-0.21	0.0006	SLD 1	196.41	403.81	0.2841	-0.5716	-139.58	SLD 1	1603.91	18.81	Si
3.42	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.39	0.0017	SLV FO 1	196.39	157.48	0.4918	-1.5421	-151.06	SLV FO 1	1551.92	7.16	Si
-	-	-	5.87	0.5	0.01	-0.17	0	SLU 34	196.41	1182.35	0.1596	0.0048	-201.71	SLU 34	1302.41	38.75	Si
4.04	-	-	5.87	0.5	-0.44	-0.21	0.0006	SLD 1	196.41	403.81	0.1549	-0.2987	-139.81	SLD 1	1602.89	18.8	Si
4.04	-	-	5.87	0.5	-1.18	-0.39	0.0017	SLV FO 1	196.39	157.48	0.2502	-0.8064	-151.29	SLV FO 1	1550.86	7.15	Si
-	-	-	5.87	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.73	0.0738	0.0019	-179.12	SLU 34	1417.15	163.03	Si
4.66	-	-	5.87	0.5	-0.09	-0.06	0.0002	SLD 3	196.41	1893.66	0.0572	-0.0902	-118.48	SLD 3	1693.81	134.68	Si
4.66	-	-	5.87	0.5	-0.24	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	794.2	0.0554	-0.244	-134.35	SLV FO 1	1626.91	55.22	Si
-	-	-	5.87	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.73	0.0293	0.0008	-179.42	SLU 34	1415.66	162.86	Si
5.28	-	-	5.87	0.5	-0.09	-0.06	0.0002	SLD 3	196.41	1893.66	0.0227	-0.0358	-118.71	SLD 3	1692.88	134.61	Si
5.28	-	-	5.87	0.5	-0.24	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	794.2	0.022	-0.0968	-134.58	SLV FO 1	1625.91	55.19	Si
-5.9	-	-	5.87	0.5	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-97.55	SLU 1	1774.53	10000	Si
-5.9	-	-	5.87	0.5	0	0	0	SLD 1	196.41	10000	0	0	-118.82	SLD 1	1692.44	10000	Si
-5.9	-	-	5.87	0.5	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-128.52	SLV FO 1	1652.02	10000	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
 Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-248.69	-257.69	296.41	1.15	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
 Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 5	lungo	-170.36	-177.28	296.41	1.67	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7
 Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 5	lungo	-193.77	-200.69	296.41	1.48	Si

Micropalo D230 (587.5; 155.1) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Quota	Posizione				Taglio					PressoFlessione					Verifica		
	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.		Mrd	C.S.pf
0	-	-	5.87	1.55	0	0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.5468	0.0363	-255.73	SLU 34	1015.04	18.52	Si
0	-	-	5.87	1.55	0.41	1.41	0.0005	- SLD 11	196.42	133.39	1.5136	-3.6823	-167.52	SLD 1	1474.06	3.7	Si
0	-	-	5.87	1.55	1.1	3.76	0.0012	- SLV FO 11	196.43	50.14	-1.287	-9.9161	-188.76	SLV FO 3	1368.8	1.37	Si
-0.62	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3733.53	0.5404	0.0305	-248.45	SLU 34	1054.27	19.06	Si
-0.62	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.45	0.0014	SLD 1	196.4	158.36	1.2124	-2.8875	-162.78	SLD 1	1496.85	4.38	Si
-0.62	-	-	5.87	1.55	-3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 1	196.37	59.2	-0.8282	-7.7778	-183.39	SLV FO 3	1395.83	1.63	Si
-1.24	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3733.53	0.5088	0.0248	-248.75	SLU 34	1052.66	19.03	Si
-1.24	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.45	0.0014	SLD 1	196.4	158.36	0.9345	-2.1693	-163.01	SLD 1	1495.75	4.37	Si
-1.24	-	-	5.87	1.55	-3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 1	196.37	59.2	-0.4557	-5.8453	-183.62	SLV FO 3	1394.68	1.63	Si
-1.86	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.27	0.4528	0.0196	-231.53	SLU 34	1145.19	23.26	Si
-1.86	-	-	5.87	1.55	-0.74	-0.31	0.001	SLD 1	196.4	245.27	0.6967	-1.5715	-151.74	SLD 1	1548.78	7.94	Si
-1.86	-	-	5.87	1.55	-1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 1	196.38	93.21	-0.194	-4.2362	-170.91	SLV FO 3	1457.58	3.03	Si

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Elaborato Strutturale

Quota	Posizione				Taglio					PressoFlessione					Verifica		
	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.		Mrd	C.S.pf
-2.48	-	-	5.87	1.55	0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.27	0.3688	0.0148	-231.83	SLU 34	1143.59	23.23	Si
-2.48	-	-	5.87	1.55	-0.74	-0.31	0.001	SLD 1	196.4	245.27	0.5048	-1.1128	-151.97	SLD 1	1547.71	7.94	Si
-2.48	-	-	5.87	1.55	-1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 1	196.38	93.21	-0.0597	-3.0006	-171.14	SLV FO 3	1456.46	3.02	Si
-3.42	-	-	5.87	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.52	0.2371	0.0084	-216.77	SLU 34	1223.66	40.44	Si
-3.42	-	-	5.87	1.55	-0.43	-0.2	0.0006	SLD 1	196.41	414.65	0.2669	-0.5604	-142.13	SLD 1	1592.53	19.2	Si
-3.42	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.38	0.0017	SLV FO 1	196.39	160.74	0.0523	-1.5121	-160.03	SLV FO 3	1509.92	7.46	Si
-4.04	-	-	5.87	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.52	0.145	0.0048	-217.06	SLU 34	1222.08	40.39	Si
-4.04	-	-	5.87	1.55	-0.43	-0.2	0.0006	SLD 1	196.41	414.65	0.1451	-0.2928	-142.36	SLD 1	1591.49	19.19	Si
-4.04	-	-	5.87	1.55	-1.16	-0.38	0.0017	SLV FO 1	196.39	160.74	0.061	-0.7905	-160.26	SLV FO 3	1508.83	7.45	Si
-4.66	-	-	5.87	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2962.29	0.068	0.0019	-192.74	SLU 34	1348.51	168.37	Si
-4.66	-	-	5.87	1.55	-0.09	-0.05	0.0002	SLD 3	196.41	1960.12	0.0533	-0.0883	-132.13	SLD 3	1636.55	134.7	Si
-4.66	-	-	5.87	1.55	-0.23	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	812.87	0.0691	-0.239	-142.31	SLV FO 3	1591.72	54.33	Si
-5.28	-	-	5.87	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2962.29	0.027	0.0008	-193.04	SLU 34	1346.98	168.18	Si
-5.28	-	-	5.87	1.55	-0.09	-0.05	0.0002	SLD 3	196.41	1960.12	0.0211	-0.0351	-132.36	SLD 3	1635.56	134.62	Si
-5.28	-	-	5.87	1.55	-0.23	-0.07	0.0005	SLV FO 3	196.41	812.87	0.0274	-0.0948	-142.54	SLV FO 3	1590.69	54.3	Si
-5.9	-	-	5.87	1.55	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-104.89	SLU 1	1747.28	10000	Si
-5.9	-	-	5.87	1.55	0	0	0	SLD 1	196.41	10000	0	0	-120.97	SLD 1	1683.61	10000	Si
-5.9	-	-	5.87	1.55	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-121.6	SLV FO 1	1681.03	10000	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-264.21	-273.21	296.41	1.08	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 7	lungo	-181	-187.92	296.41	1.58	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	5.875	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 7	lungo	-204.41	-211.33	296.41	1.4	Si

Micropalo D230 (927.5; 50) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Quota	Posizione				Taglio						PressoFlessione						Verifica
	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
0	-	-	9.27	0.5	0	-0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.6577	-0.0366	-237.51	SLU 34	1113.13	16.9	Si
0	-	-	9.27	0.5	-1.39	0.51	0.0015	SLD 3	196.4	132.6	1.5876	3.7529	-164.49	SLD 13	1488.65	3.65	Si
0	-	-	9.27	0.5	-3.72	1.37	0.0041	SLV FO 3	196.37	49.49	3.5811	10.1055	-178.11	SLV FO 13	1422.2	1.33	Si
-0.62	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.24	0.6338	-0.0308	-230.77	SLU 34	1149.23	17.6	Si
-0.62	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.47	0.0014	SLD 13	196.43	155	1.2747	2.9432	-159.84	SLD 13	1510.83	4.31	Si
-0.62	-	-	9.27	0.5	3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 13	196.46	58.15	2.7686	7.9272	-173.06	SLV FO 13	1447.1	1.58	Si
-1.24	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.08	0	SLU 34	196.41	2475.24	0.5849	-0.0251	-231.07	SLU 34	1147.63	17.57	Si
-1.24	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.47	0.0014	SLD 13	196.43	155	0.9853	2.2115	-160.07	SLD 13	1509.74	4.31	Si
-1.24	-	-	9.27	0.5	3.17	-1.17	0.0036	SLV FO 13	196.46	58.15	2.0438	5.9584	-173.29	SLV FO 13	1445.97	1.57	Si
-1.86	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.54	0.5128	-0.0197	-215.08	SLU 34	1232.53	22.05	Si
-1.86	-	-	9.27	0.5	0.75	-0.33	-0.001	SLD 13	196.43	239.52	0.7367	1.6023	-149.01	SLD 13	1561.37	7.81	Si
-1.86	-	-	9.27	0.5	2.03	-0.71	0.0026	SLV FO 13	196.45	91.45	1.4511	4.3188	-161.3	SLV FO 13	1503.92	2.91	Si
-2.48	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.16	0	SLU 34	196.41	1233.54	0.414	-0.0149	-215.38	SLU 34	1230.95	22.02	Si

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Elaborato Strutturale

Posizione					Taglio						PressoFlessione					Verifica	
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	Verifica
-2.48	-	-	9.27	0.5	0.75	-0.33	-0.001	SLD 13	196.43	239.52	0.535	1.1348	-149.24	SLD 13	1560.31	7.8	Si
-2.48	-	-	9.27	0.5	2.03	-0.71	-	SLV FO 13	196.45	91.45	1.0109	3.0596	-161.53	SLV FO 13	1502.82	2.9	Si
-3.42	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.17	0.0026	SLU 34	196.41	1182.17	0.2628	-0.0085	-201.41	SLU 34	1303.95	38.79	Si
-3.42	-	-	9.27	0.5	0.44	-0.21	-	SLD 13	196.42	403.81	0.2841	0.5716	-139.58	SLD 13	1603.91	18.81	Si
-3.42	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.39	0.0006	SLV FO 13	196.44	157.51	0.4917	1.5422	-151.06	SLV FO 13	1551.93	7.16	Si
-4.04	-	-	9.27	0.5	-0.01	-0.17	0.0017	SLU 34	196.41	1182.17	0.1597	-0.0048	-201.71	SLU 34	1302.4	38.74	Si
-4.04	-	-	9.27	0.5	0.44	-0.21	-	SLD 13	196.42	403.81	0.1549	0.2988	-139.81	SLD 13	1602.89	18.8	Si
-4.04	-	-	9.27	0.5	1.18	-0.39	0.0017	SLV FO 13	196.44	157.51	0.2501	0.8064	-151.29	SLV FO 13	1550.86	7.15	Si
-4.66	-	-	9.27	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.35	0.0738	-0.0019	-179.13	SLU 34	1417.14	163.01	Si
-4.66	-	-	9.27	0.5	0.09	-0.06	0.0002	SLD 15	196.42	1893.49	0.0572	0.0902	-118.48	SLD 15	1693.82	134.67	Si
-4.66	-	-	9.27	0.5	0.24	-0.07	0.0005	SLV FO 15	196.42	794.18	0.0554	0.244	-134.35	SLV FO 13	1626.92	55.22	Si
-5.28	-	-	9.27	0.5	0	-0.07	0	SLU 34	196.41	2739.35	0.0293	-0.0008	-179.42	SLU 34	1415.65	162.84	Si
-5.28	-	-	9.27	0.5	0.09	-0.06	0.0002	SLD 15	196.42	1893.49	0.0227	0.0358	-118.71	SLD 15	1692.88	134.6	Si
-5.28	-	-	9.27	0.5	0.24	-0.07	0.0005	SLV FO 15	196.42	794.18	0.022	0.0968	-134.58	SLV FO 13	1625.91	55.18	Si
-5.9	-	-	9.27	0.5	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-97.55	SLU 1	1774.53	10000	Si
-5.9	-	-	9.27	0.5	0	0	0	SLD 1	196.41	10000	0	0	-112.67	SLD 1	1717.11	10000	Si
-5.9	-	-	9.27	0.5	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-112.05	SLV FO 1	1719.56	10000	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-248.7	-257.69	296.41	1.15	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 9	lungo	-170.36	-177.28	296.41	1.67	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	0.4995	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 9	lungo	-193.77	-200.69	296.41	1.48	Si

Micropalo D230 (927.5; 155.1) [cm]

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio EN10219 114,3x6,3
 Diametro tubo 114 mm
 Spessore tubo 6 mm
 Lunghezza 6 m

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30
 Acciaio S275

Verifiche secondo DM18

Quota	Posizione				Taglio				PressoFlessione						Verifica		
	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.		Mrd	C.S.pf
0	-	-	9.27	1.55	0	0.01	0	SLU 1	196.41	10000	0.5469	-0.0364	-255.73	SLU 34	1015.02	18.52	Si
0	-	-	9.27	1.55	-0.41	1.41	0.0005	SLD 7	196.41	133.41	1.5134	3.6824	-167.52	SLD 13	1474.06	3.7	Si
0	-	-	9.27	1.55	-1.1	3.76	0.0012	SLV FO 7	196.4	50.14	-1.286	9.9165	-188.76	SLV FO 15	1368.79	1.37	Si
-0.62	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3732.44	0.5405	-0.0306	-248.46	SLU 34	1054.25	19.05	Si
-0.62	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.45	0.0014	SLD 13	196.43	158.39	1.2122	2.8875	-162.78	SLD 13	1496.84	4.38	Si
-0.62	-	-	9.27	1.55	3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 13	196.46	59.22	-0.8274	7.7781	-183.39	SLV FO 15	1395.82	1.63	Si
-1.24	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.05	0	SLU 31	196.41	3732.44	0.5089	-0.0249	-248.76	SLU 34	1052.64	19.02	Si
-1.24	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.45	0.0014	SLD 13	196.43	158.39	0.9344	2.1693	-163.01	SLD 13	1495.74	4.37	Si
-1.24	-	-	9.27	1.55	3.11	-1.15	0.0036	SLV FO 13	196.46	59.22	-0.4551	5.8455	-183.62	SLV FO 15	1394.67	1.63	Si
-1.86	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.06	0.4529	-0.0196	-231.53	SLU 34	1145.17	23.26	Si
-1.86	-	-	9.27	1.55	0.74	-0.31	-0.001	SLD 13	196.43	245.3	0.6966	1.5715	-151.74	SLD 13	1548.77	7.94	Si
-1.86	-	-	9.27	1.55	1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 13	196.45	93.24	-0.1935	4.2364	-170.91	SLV FO 15	1457.57	3.03	Si
-2.48	-	-	9.27	1.55	-0.01	-0.14	0	SLU 31	196.41	1439.06	0.3689	-0.0148	-231.83	SLU 34	1143.57	23.23	Si

Comune di Giugliano in Campania - Progetto Definitivo
 "REALIZZAZIONE DEI LOCULI ED OSSARI NEL CIVICO CIMITERO DI GIUGLIANO IN CAMPANIA"
 Elaborato Strutturale

Posizione					Taglio					PressoFlessione					Verifica		
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	Verifica
-2.48	-	-	9.27	1.55	0.74	-0.31	-0.001	SLD 13	196.43	245.3	0.5048	1.1128	-151.97	SLD 13	1547.7	7.94	Si
-2.48	-	-	9.27	1.55	1.99	-0.69	0.0026	SLV FO 13	196.45	93.24	-0.0594	3.0008	-171.15	SLV FO 15	1456.45	3.02	Si
-3.42	-	-	9.27	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.35	0.2371	-0.0084	-216.77	SLU 34	1223.65	40.43	Si
-3.42	-	-	9.27	1.55	0.43	-0.2	0.0006	SLD 13	196.42	414.68	0.2669	0.5604	-142.14	SLD 13	1592.52	19.2	Si
-3.42	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.38	0.0017	SLV FO 13	196.44	160.77	0.0525	1.5122	-160.04	SLV FO 15	1509.91	7.46	Si
-4.04	-	-	9.27	1.55	0	-0.15	0	SLU 31	196.41	1317.35	0.145	-0.0048	-217.07	SLU 34	1222.06	40.38	Si
-4.04	-	-	9.27	1.55	0.43	-0.2	0.0006	SLD 13	196.42	414.68	0.1451	0.2928	-142.37	SLD 13	1591.49	19.19	Si
-4.04	-	-	9.27	1.55	1.16	-0.38	0.0017	SLV FO 13	196.44	160.77	0.061	0.7906	-160.27	SLV FO 15	1508.82	7.45	Si
-4.66	-	-	9.27	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2961.94	0.068	-0.0019	-192.75	SLU 34	1348.5	168.35	Si
-4.66	-	-	9.27	1.55	0.09	-0.05	0.0002	SLD 15	196.42	1960	0.0533	0.0884	-132.13	SLD 15	1636.55	134.69	Si
-4.66	-	-	9.27	1.55	0.23	-0.07	0.0005	SLV FO 15	196.42	812.85	0.0691	0.239	-142.32	SLV FO 15	1591.72	54.33	Si
-5.28	-	-	9.27	1.55	0	-0.07	0	SLU 31	196.41	2961.94	0.027	-0.0008	-193.05	SLU 34	1346.97	168.15	Si
-5.28	-	-	9.27	1.55	0.09	-0.05	0.0002	SLD 15	196.42	1960	0.0211	0.0351	-132.36	SLD 15	1635.55	134.6	Si
-5.28	-	-	9.27	1.55	0.23	-0.07	0.0005	SLV FO 15	196.42	812.85	0.0274	0.0948	-142.55	SLV FO 15	1590.68	54.29	Si
-5.9	-	-	9.27	1.55	0	0	0	SLU 1	196.41	10000	0	0	-104.89	SLU 1	1747.29	10000	Si
-5.9	-	-	9.27	1.55	0	0	0	SLD 1	196.41	10000	0	0	-114.83	SLD 1	1708.55	10000	Si
-5.9	-	-	9.27	1.55	0	0	0	SLV FO 1	196.41	10000	0	0	-105.12	SLV FO 1	1746.41	10000	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLU 36	lungo	-264.22	-273.21	296.41	1.08	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLD

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLD 11	lungo	-181	-187.92	296.41	1.58	Si

Verifica di capacità portante per la famiglia SLV FO

Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione ψ scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 6.918 * 1

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	9.275	1.5505	1.15	1.35	24.86	271.55		SLV FO 11	lungo	-204.42	-211.33	296.41	1.4	Si

1.8.2 Stima dei cedimenti dei micropali

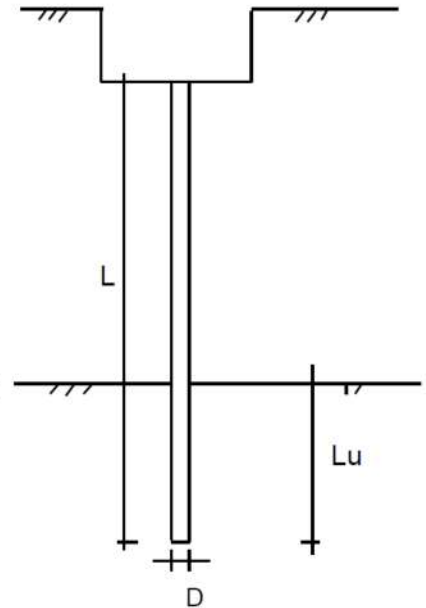
Di seguito si riporta la stima dei cedimenti dei micropali di fondazioni. I micropali hanno diametro Ø230mm e lunghezza pari a 6.00m. I micropali sono armati con profilato circolare in acciaio di diametro Ø114.3mm di spessore pari a 6.3 mm. La stima del cedimento è stata eseguita con un foglio di calcolo excel di seguito riportato

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Ossari

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0,23	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	188,00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	6,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	3,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	9000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = b * P_{max} / E * L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1,62 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = b * P_{max} / E * L_u \quad 11,25 \quad (\text{mm})$$

Il cedimento stimato è di modesta entità e pertanto trascurabile. Si sottolinea che i cedimenti sopra riportati sono sovrastimati in quanto in realtà la sovrastruttura è vincolata ai micropali attraverso la platea in c.a. di spessore pari a 25cm, e nella stima non si è tenuto conto della presenza della platea come struttura di fondazione.

1.9 Considerazioni sulle indagini eseguite e Conclusioni

1.9.1 Indagini eseguite

Le indagini geotecniche in sito sono consistite nella esecuzione di n. 3 prove penetrometriche dinamiche continue superpesanti DPSH, effettuate con il penetrometro Pagani modello Statico/Dinamico tipo TG63/200KN. Le indagini geofisiche in sito sono consistite in n. 1 prospezione geofisica superficiale con metodologia di indagine MASW.

Le prime tre indagini (DPSH) hanno consentito di acquisire dati significativi lungo la verticale di interesse circa le caratteristiche geomeccaniche dei terreni. Le prove sono iniziate al piano campagna (piano di calpestio) e sono terminate ad una profondità di 10.00m rispetto al p. c.. Per la determinazione degli orizzonti litologici interessati è stato rilevato, per ogni 20 cm di approfondimento progressivo, il numero di colpi N necessari per approfondire di pari quota la punta penetrometrica.

Ai fini della classificazione della categoria di suolo come definito dal D. M. 14.01.2008, l'indagine MASW ha consentito di determinare il valore delle **Vs30** compreso tra 180 e 360 m/s, pertanto il suolo di fondazione appartiene alla categoria di tipo "**C**" ovvero: "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180m/s e 360 m/s*". (NTC 17.01.18 par. 2.4.1. Tab. 3.2.II).

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica ST, viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la categoria topografica **T1**. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (Tab. 3.2.IV).

Categoria T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

1.9.2 Conclusioni

Le verifiche geotecniche del complesso terreno fondazione, hanno mostrato che esse conservano un adeguato coefficiente di sicurezza nei riguardi degli stati limite.

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei risultati, il progettista strutturale e geotecnico assevera di aver:

- Utilizzato schemi di calcolo di comprovata validità;
- Utilizzato caratteristiche meccaniche dei terreni avvalendosi delle risultanze di indagini dirette in situ e di quanto relazionato dal Geologo Alessandro Magliulo;
- Utilizzato azioni ricavate direttamente dal modello di calcolo della sovrastruttura;
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme al DM 17/01/2018 (Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni) e alla Circ. n. 7 del 21/01/2019.

Giugliano lì, Marzo 2019

Il progettista strutturale e Geotecnico

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

SOMMARIO

1	CONTENUTO DEL PRESENTE ELABORATO.....	2
2	NORMATIVA ADOTTATA	2
3	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	3
3.1	FASE 1.....	3
3.2	FASE 2.....	6
3.3	FASE 3.....	10
4	CONCLUSIONI.....	17

1 CONTENUTO DEL PRESENTE ELABORATO

Nella presente relazione, redatta ai sensi del Capitolo 3.2 del **D.M. LL.PP. 17.01.18** - Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, viene valutata la pericolosità sismica di base di un sito su cui è in progetto la realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel Cimitero del comune di Giugliano in Campania. La struttura portante è in c.a. **Il presente calcolo strutturale è relativo alla struttura portante dei nuovi loculi a cantera (loculi TIPO A)**, poiché le batterie di ossari (loculi TIPO B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale. Una descrizione più dettagliata delle nuove opere da realizzare è riportata nell'elaborato denominato "Relazione di Calcolo" allegato al presente calcolo strutturale.

Di seguito, la pericolosità sismica verrà valutata in tre fasi:

fase 1 : Individuazione della pericolosità sismica del sito;

fase 2 : scelta dei parametri di verifica;

fase 3 : determinazione dell'azione di verifica;

Le tre fasi verranno analizzate separatamente per i due corpi di fabbrica.

2 NORMATIVA ADOTTATA

Le verifiche ed i procedimenti di calcolo adottati sono quelli propri della Scienza delle Costruzioni.

Le disposizioni vigenti consistono nelle seguenti norme:

D.M. LL.PP. 17.01.18: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.

C.M. n° 7 del 21.01.19: Istruzioni per l'applicazione delle "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018.

3 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

3.1 FASE 1

L'azione sismica è valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale riferendosi al sito di riferimento e al tipo di costruzione.

The screenshot shows a software interface for seismic hazard analysis. It features a search section with two options: "Ricerca per coordinate" (unchecked) and "Ricerca per comune" (checked). The coordinate search fields show LONGITUDINE: 14,1919 and LATITUDINE: 40,9284. The commune search fields show REGIONE: Campania, PROVINCIA: Napoli, and COMUNE: Giugliano in Campania. Below the search section, there are two main areas: "Elaborazioni grafiche" (Graphical elaborations) with options for "Grafici spettri di risposta" and "Variabilità dei parametri", and "Elaborazioni numeriche" (Numerical elaborations) with the option for "Tabella parametri". The central part of the interface is titled "Reticolo di riferimento" (Reference grid) and contains a map of Italy with a red dot indicating the site location. To the right of the map is a "Controllo sul reticolo" (Grid control) section with three radio buttons: "Sito esterno al reticolo" (selected), "Interpolazione su 3 nodi" (deselected), and "Interpolazione corretta" (deselected). Below the map is an "Interpolazione" (Interpolation) dropdown menu set to "media ponderata". A text box below the map explains that the "Ricerca per comune" method uses ISTAT commune coordinates to identify the site, but notes that seismic actions within the commune territory can be significantly different and thus recommends the "Ricerca per coordinate" method. To the left of the map is a "Nodi del reticolo intorno al sito" (Nodes of the grid around the site) diagram showing a 5 km x 5 km grid with nodes labeled with coordinates: 32755, 32756, 32977, and 32978.

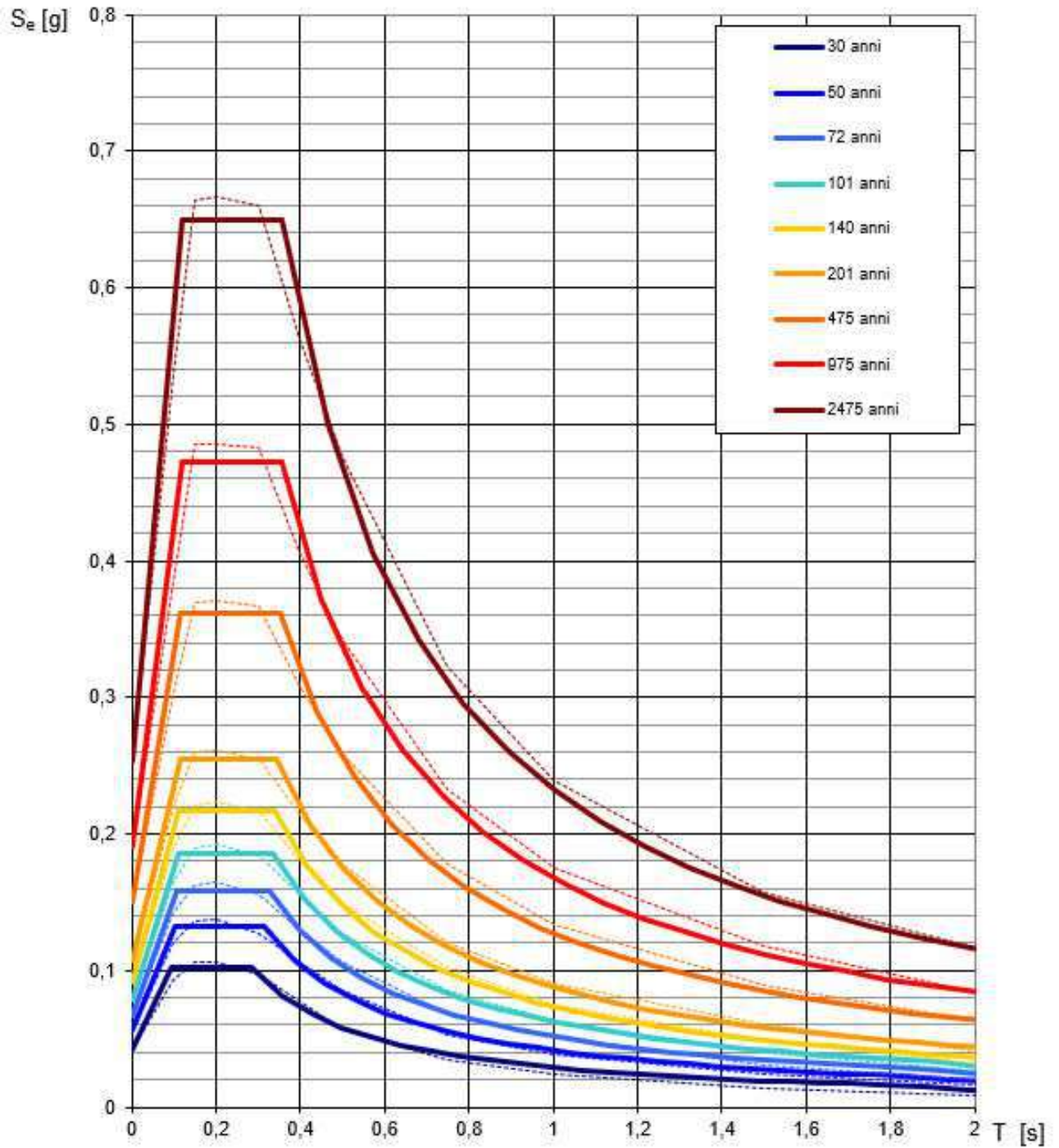
Scelta la regione Campania, la provincia di Napoli ed il Comune di Giugliano in Campania (NA), interpolando linearmente i parametri messi in rete dal INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) riferiti ad un reticolo con maglia rettangolare con lati di 5 km, si ottengono i seguenti parametri funzione di V_R (periodo di riferimento) e di P_{VR} (probabilità di eccedenza o di superamento del periodo di riferimento):

a_g = accelerazione massima al sito;

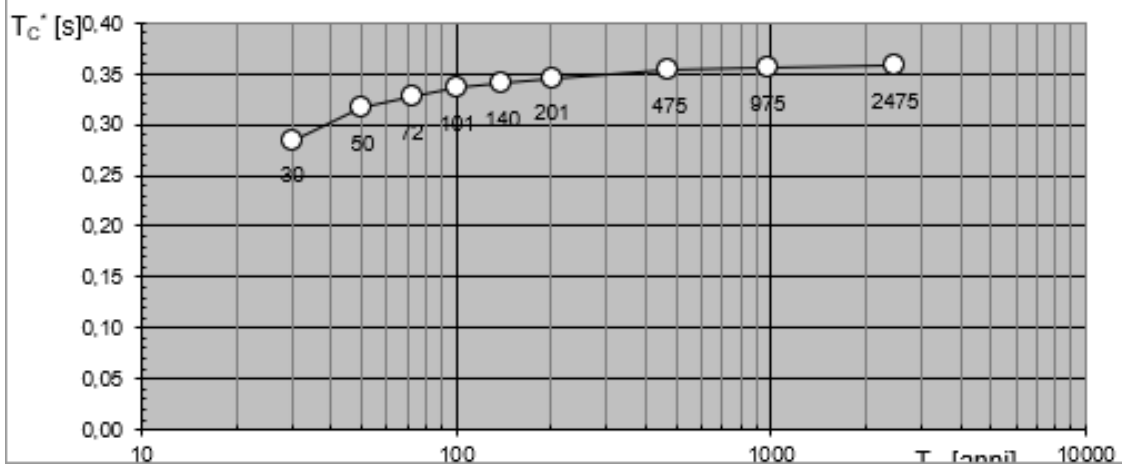
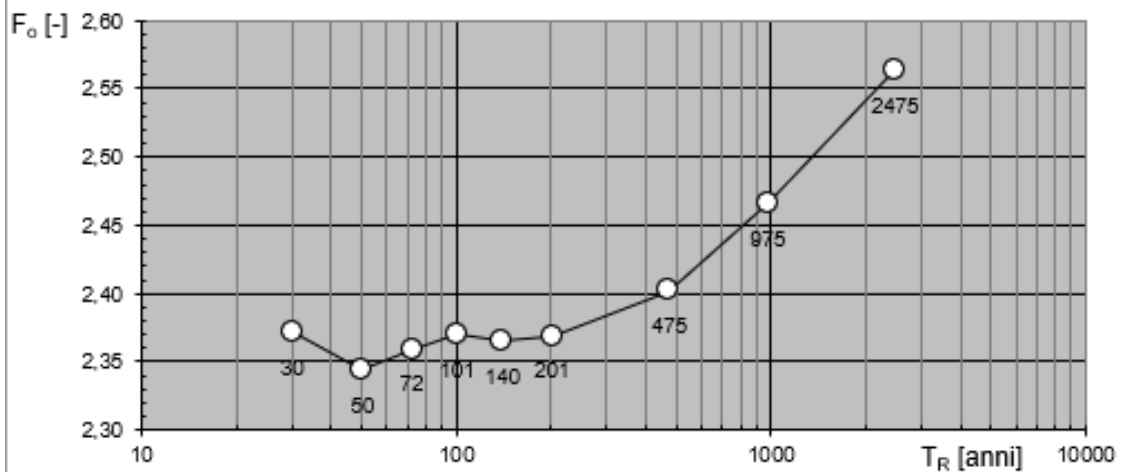
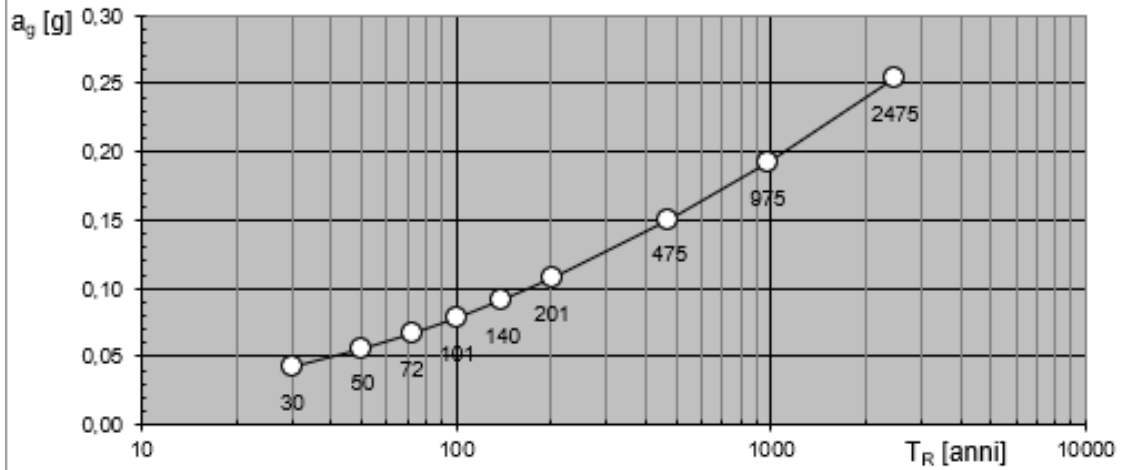
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = periodo di inizio a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R

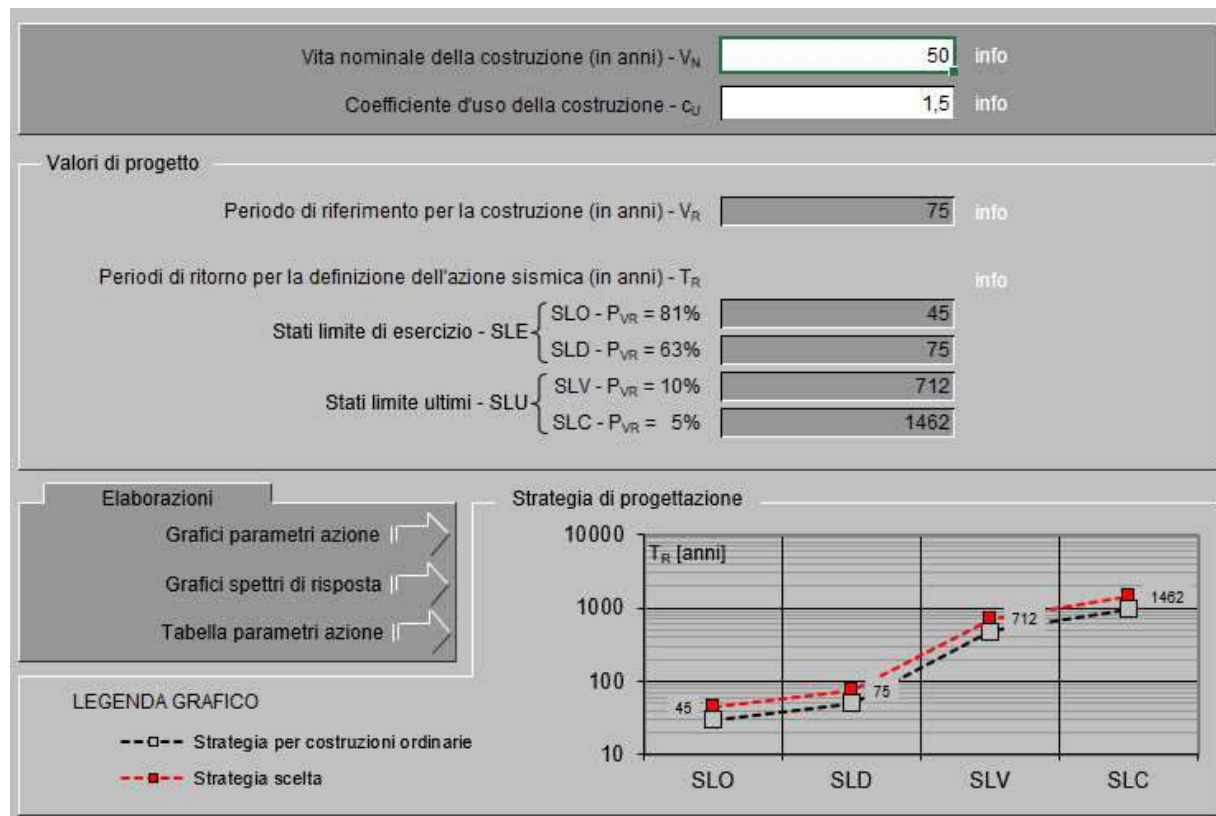


Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,043	2,372	0,285
50	0,056	2,344	0,316
72	0,067	2,360	0,327
101	0,079	2,370	0,336
140	0,092	2,366	0,340
201	0,107	2,369	0,346
475	0,150	2,402	0,353
975	0,191	2,467	0,356
2475	0,253	2,564	0,358

3.2 FASE 2

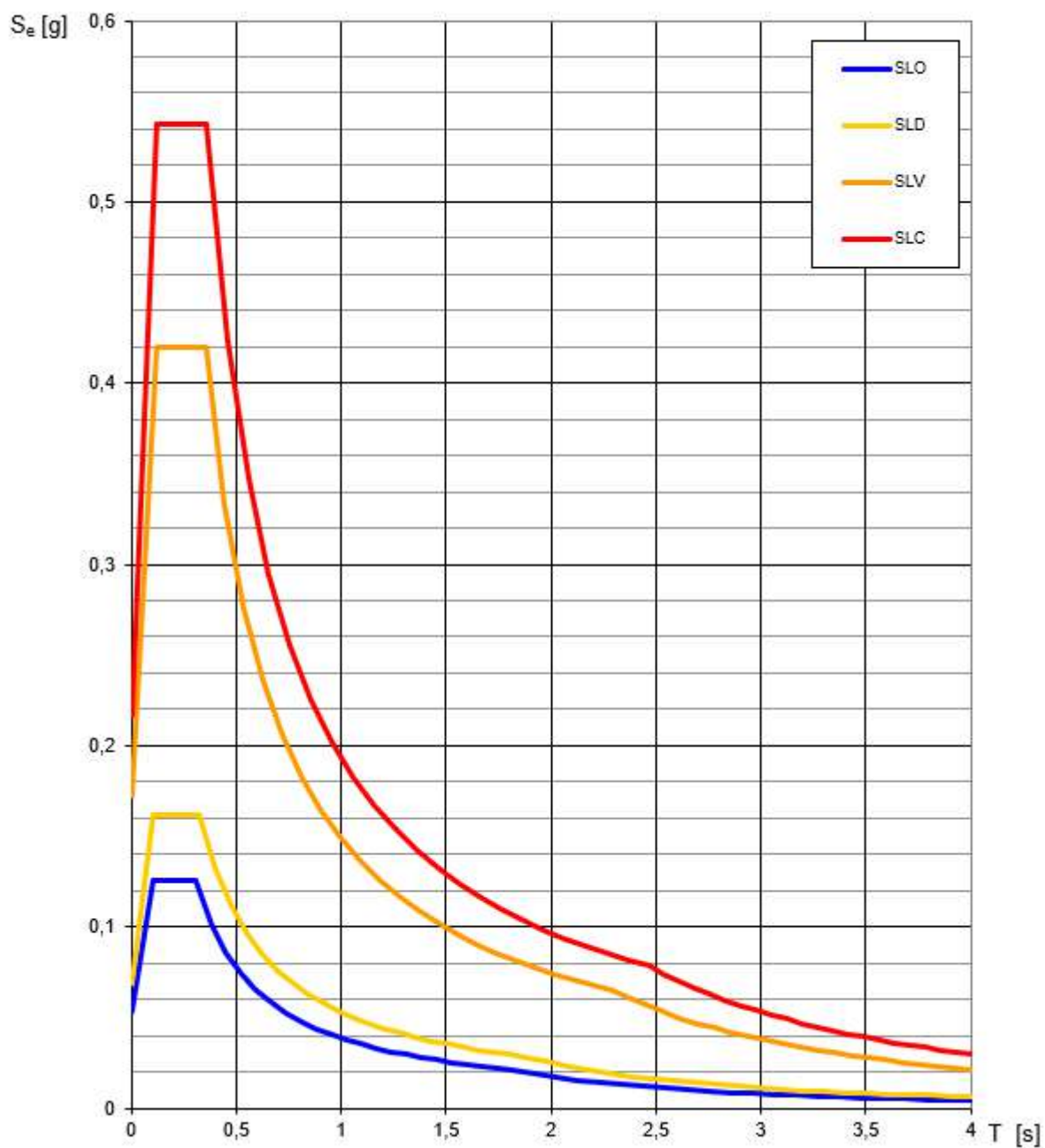
Definita la vita nominale della costruzione V_N e il coefficiente d'uso della costruzione, si valuta il periodo di riferimento della costruzione V_R e per ciascuno stato limite (SLD, SLV) e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma.



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno ξ

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,053	2,350	0,309
SLD	75	0,069	2,361	0,328
SLV	712	0,172	2,438	0,355
SLC	1462	0,216	2,508	0,357

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Riferimenti Normativi:

D.M. LL.PP. 17.01.18: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.

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

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

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

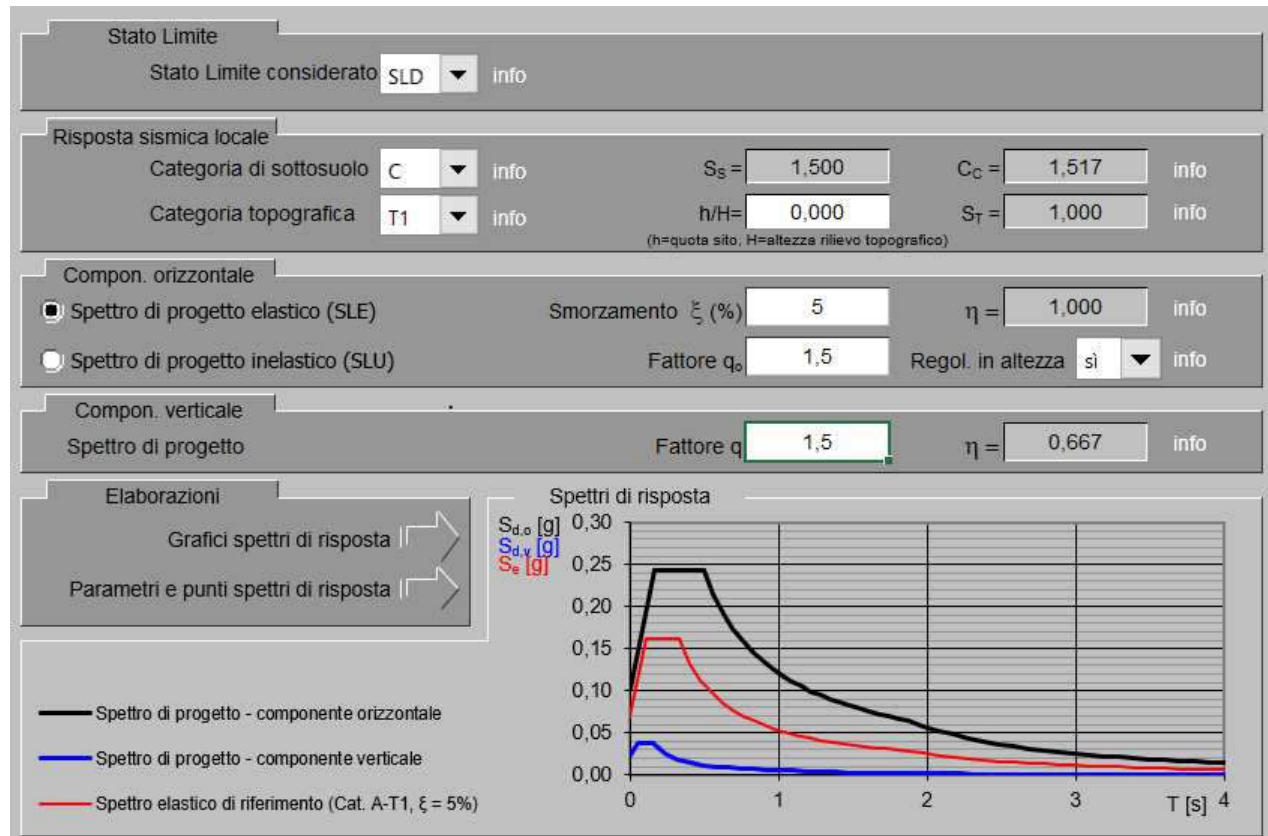
Tabella 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

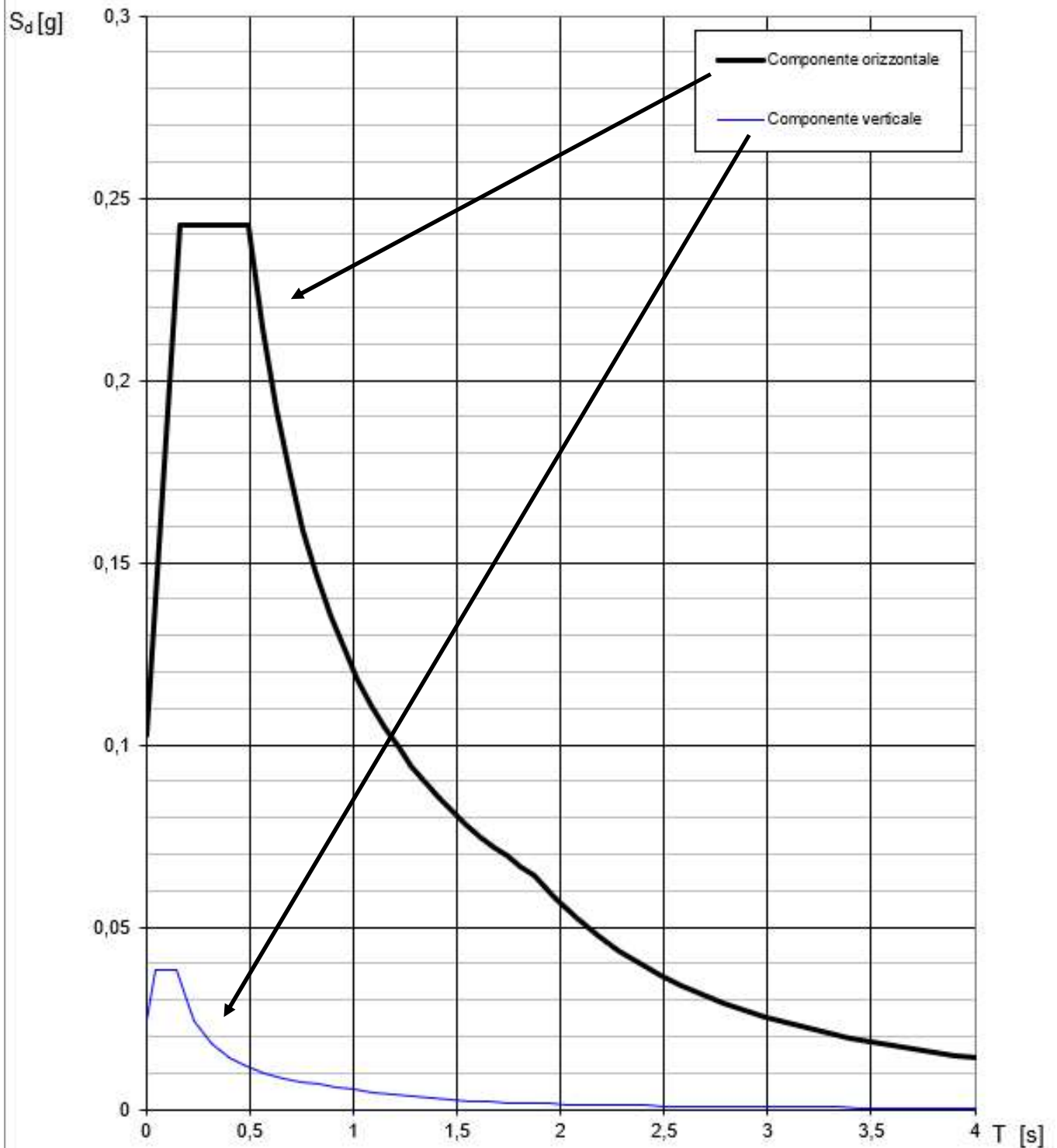
3.3 FASE 3

Tenendo conto delle condizioni stratigrafiche del volume interessato dall'opera e delle condizioni topografiche si ottiene la "risposta sismica locale".

Di seguito si riportano gli spettri di progetto elastico (SLE) ed i parametri per gli stati limite di esercizio (SLD) e gli spettri di progetto inelastici (SLU) ed i parametri per gli stati limite ultimi (SLV).



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,069 g
F_o	2,361
T_C	0,328 s
S_S	1,500
C_C	1,517
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,166 s
T_C	0,497 s
T_D	1,874 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

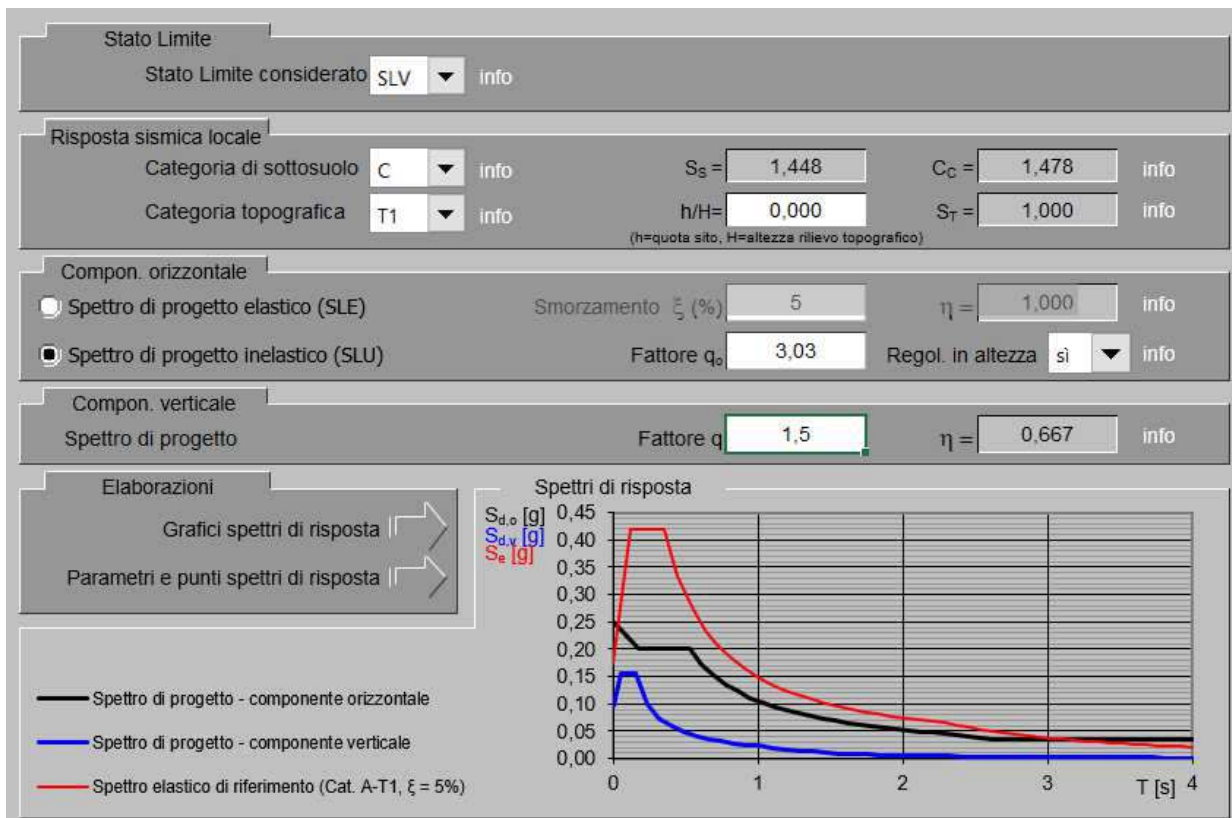
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

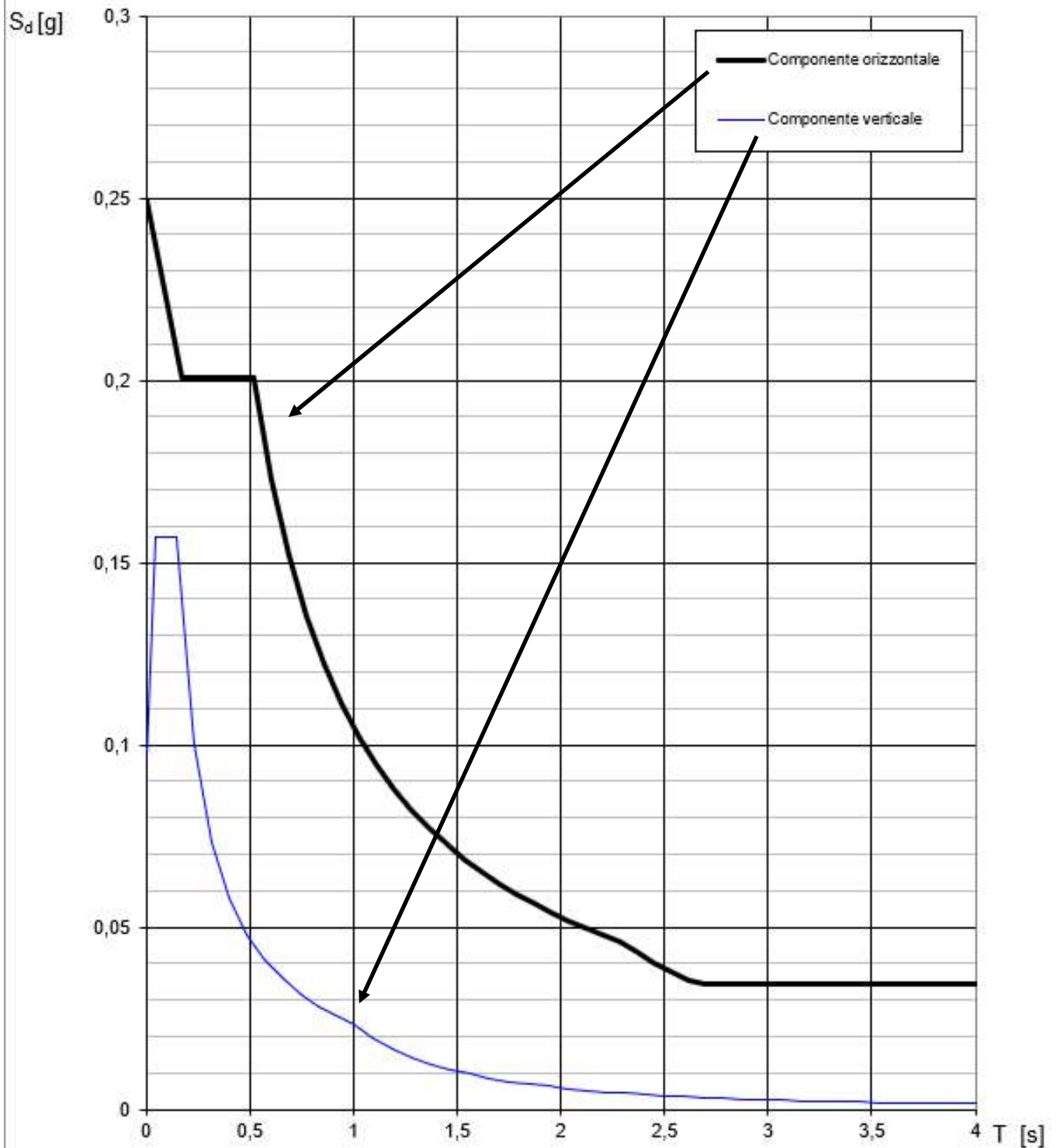
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,103
T_B	0,166	0,243
T_C	0,497	0,243
	0,563	0,214
	0,629	0,192
	0,694	0,174
	0,760	0,159
	0,825	0,146
	0,891	0,136
	0,956	0,126
	1,022	0,118
	1,087	0,111
	1,153	0,105
	1,219	0,099
	1,284	0,094
	1,350	0,089
	1,415	0,085
	1,481	0,082
	1,546	0,078
	1,612	0,075
	1,677	0,072
	1,743	0,069
	1,809	0,067
T_D	1,874	0,064
	1,975	0,058
	2,077	0,052
	2,178	0,048
	2,279	0,044
	2,380	0,040
	2,482	0,037
	2,583	0,034
	2,684	0,031
	2,785	0,029
	2,886	0,027
	2,988	0,025
	3,089	0,024
	3,190	0,022
	3,291	0,021
	3,393	0,020
	3,494	0,019
	3,595	0,018
	3,696	0,017
	3,798	0,016
	3,899	0,015
	4,000	0,014



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,172 g
F_a	2,438
T_c	0,355 s
S_s	1,448
C_c	1,478
S_T	1,000
q	3,030

Parametri dipendenti

S	1,448
η	0,330
T_B	0,175 s
T_C	0,524 s
T_D	2,289 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,249
T_B	0,175	0,201
T_C	0,524	0,201
	0,608	0,173
	0,692	0,152
	0,776	0,136
	0,860	0,122
	0,944	0,111
	1,028	0,102
	1,112	0,095
	1,197	0,088
	1,281	0,082
	1,365	0,077
	1,449	0,073
	1,533	0,069
	1,617	0,065
	1,701	0,062
	1,785	0,059
	1,869	0,056
	1,953	0,054
	2,037	0,052
	2,121	0,050
	2,205	0,048
T_D	2,289	0,046
	2,371	0,043
	2,452	0,040
	2,534	0,038
	2,615	0,035
	2,697	0,034
	2,778	0,034
	2,859	0,034
	2,941	0,034
	3,022	0,034
	3,104	0,034
	3,185	0,034
	3,267	0,034
	3,348	0,034
	3,430	0,034
	3,511	0,034
	3,593	0,034
	3,674	0,034
	3,756	0,034
	3,837	0,034
	3,919	0,034
	4,000	0,034

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

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

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

4 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato è stata eseguita la caratterizzazione sismica del sito sul quale è in progetto la realizzazione di nuovi loculi a cantera (TIPO A) nel civico cimitero del comune di Giugliano in Campania.

Valutata l'azione sismica in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, scelta la regione Campania, la provincia di Napoli ed il Comune di Giugliano in Campania (NA), interpolando linearmente i parametri messi in rete dal INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) riferiti ad un reticolo con maglia rettangolare con lati di 5 km, si sono ottenuti i parametri dipendenti dal valore di V_R (periodo di riferimento) e di P_{VR} (probabilità di eccedenza o di superamento del periodo di riferimento), ed in particolare: a_g = accelerazione massima al sito; F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_c^* =periodo di inizio a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Definita la vita nominale della costruzione V_N e il coefficiente d'uso della costruzione, si è valutato il periodo di riferimento della costruzione V_R e per ciascuno stato limite (SLD, SLV) e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma.

Quindi, tenuto conto delle condizioni stratigrafiche del volume interessato dall'opera e delle condizioni topografiche si è ottenuta la "risposta sismica locale", rappresentata dagli spettri riportati nel paragrafo 3.

I risultati di tale analisi sono stati confrontati con quelli ricavati, con la stessa procedura, in modo automatico, dal software di calcolo utilizzato. Il confronto ha avuto esito positivo e pertanto l'analisi numerica è stata implementata con azioni sismiche correttamente imputate.

Giugliano lì, Marzo 2019

Il progettista strutturale

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

VALIDAZIONE DEL SOFTWARE

Sismicad 12

**Casi di prova per la validazione del software di
calcolo strutturale Sismicad versione 12.13**

Elementi in cemento armato

Indice

1	Verifica di travate in c.a. secondo D.M. 14-01-2018	5
1.1	Scopo dell'esempio	5
1.2	File associati all'esempio	5
1.3	Descrizione della struttura	5
1.4	Opzioni di verifica attivate	6
1.5	Elaborati prodotti dalla Verifica travate c.a.	8
1.6	Controllo delle verifiche	12
1.7	Controllo della applicazione della gerarchia delle resistenze	14
1.8	Riepilogo dei risultati	15
2	Verifica di trave in c.a. soggetta a sforzo triassiale (flessione deviata, torsione e taglio)	16
2.1	Scopo dell'esempio	16
2.2	File associati all'esempio	16
2.3	Descrizione della struttura	16
2.4	Verifiche 3D	17
2.5	Riepilogo dei risultati	26
3	Verifica delle deformate di trave	28
3.1	Scopo dell'esempio	28
3.2	File associati all'esempio	28
3.3	Descrizione della struttura	28
3.4	Modalità di valutazione delle frecce	29
3.5	Esame dei risultati	30
3.6	Riepilogo dei risultati	33
4	Esempio di gerarchia delle resistenze trave e pilastro in c.a. in classe di duttilità A e B	34
4.1	Scopo dell'esempio	34
4.2	File associati all'esempio	34
4.3	Descrizione della struttura	34
4.4	Esami dei risultati per la classe A	35
4.5	Esami dei risultati per la classe B	43
4.6	Riepilogo dei risultati in classe A	49
4.7	Riepilogo dei risultati in classe B	49
5	Verifica solaio	50
5.1	Generalità	50
5.2	File associati all'esempio	50
5.3	Verifica	50
5.4	Relazione di calcolo	52
5.5	Verifiche a flessione	55
5.6	Verifica a taglio	55
5.7	Verifiche delle tensioni in esercizio	55
5.8	Verifica di apertura delle fessure	56
5.9	Verifica di deformabilità elastica	58
5.10	Verifica di deformabilità considerando la viscosità	58
5.11	Riepilogo dei risultati	60
6	Lastra rettangolare in c.a. appoggiata al contorno	62
6.1	Scopo dell'esempio	62
6.2	File associati all'esempio	62
6.3	Descrizione della struttura	62
6.4	Preferenze	64
6.5	Valutazione della freccia	64
6.6	Valutazione dei momenti m_x , m_y	65
6.7	Verifiche delle tensioni in combinazione rara	66
6.8	Verifica di apertura delle fessure	67
6.9	Verifiche di resistenza a pressoflessione	68
6.10	Riepilogo dei risultati	69
7	Medie delle sollecitazioni nelle piastre in c.a.	70

7.1	Scopo dell'esempio.....	70
7.2	File associati all'esempio	70
7.3	Descrizione della struttura	70
7.4	Media valutata dal programma	72
7.5	Valutazione della media.....	73
7.6	Influenza nella media della dimensione delle mesh	76
7.7	Riepilogo dei risultati.....	77
8	Sollecitazioni integrali su piastre in c.a.	78
8.1	Scopo dell'esempio.....	78
8.2	File associati all'esempio	78
8.3	Descrizione della struttura	78
8.4	Sollecitazioni integrali valutate analiticamente	80
8.5	Sollecitazioni integrali con sismicad	80
8.6	Riepilogo dei risultati.....	82
9	Verifica a punzonamento su lastre in c.a.....	83
9.1	Scopo dell'esempio.....	83
9.2	File associati all'esempio	83
9.3	Descrizione della struttura	83
9.4	Verifiche a punzonamento eseguite dal programma	85
9.5	Verifiche analitiche.....	87
9.6	Riepilogo dei risultati.....	88
10	Verifica di diaframma di piano nelle piastre in c.a.....	90
10.1	Scopo dell'esempio.....	90
10.2	File associati all'esempio	90
10.3	Descrizione della struttura	90
10.4	Verifica in sismicad	91
10.5	Verifica analitica.....	93
10.6	Riepilogo dei risultati.....	94
11	Verifica di pilastro in c.a. secondo NTC2018.....	95
11.1	Scopo dell'esempio.....	95
11.2	File associati all'esempio	95
11.3	Descrizione della struttura	95
11.4	Generalità	97
11.5	Ambiente di verifica dei pilastri	98
11.6	Verifica di duttilità secondo D.M. 17-01-18 NTC §7.4.4.1.2 in SLV.....	99
11.7	Verifica del nodo a quota 280.....	100
11.8	Tagli plastici secondo §7.4.5 in combinazione SLV	102
11.9	Verifiche della gerarchia resistenza nodi trave-pilastro D.M. 17-01-18 NTC In combinazioni SLV, γ_{rd} = 1,3	103
12	Verifica di instabilità di pilastro in c.a.	105
12.1	Scopo dell'esempio.....	105
12.2	File associati all'esempio	105
12.3	Descrizione della struttura	105
12.4	Verifica in sismicad	108
12.5	Verifica analitica.....	112
12.6	Riepilogo dei risultati.....	114
13	Verifica di parete in c.a. secondo NTC2018.....	115
13.1	Scopo dell'esempio.....	115
13.2	File associati all'esempio	115
13.3	Descrizione della struttura	115
13.4	Ambiente di verifica delle pareti.....	117
13.5	Verifiche svolte sul pannello da filo2 a (15; 370).....	119
13.6	Verifiche di resistenza della sezione di base	121
13.7	Verifiche di resistenza della sezione di base con $\alpha_s < 2$	123

1 Verifica di travate in c.a. secondo D.M. 14-01-2018

1.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

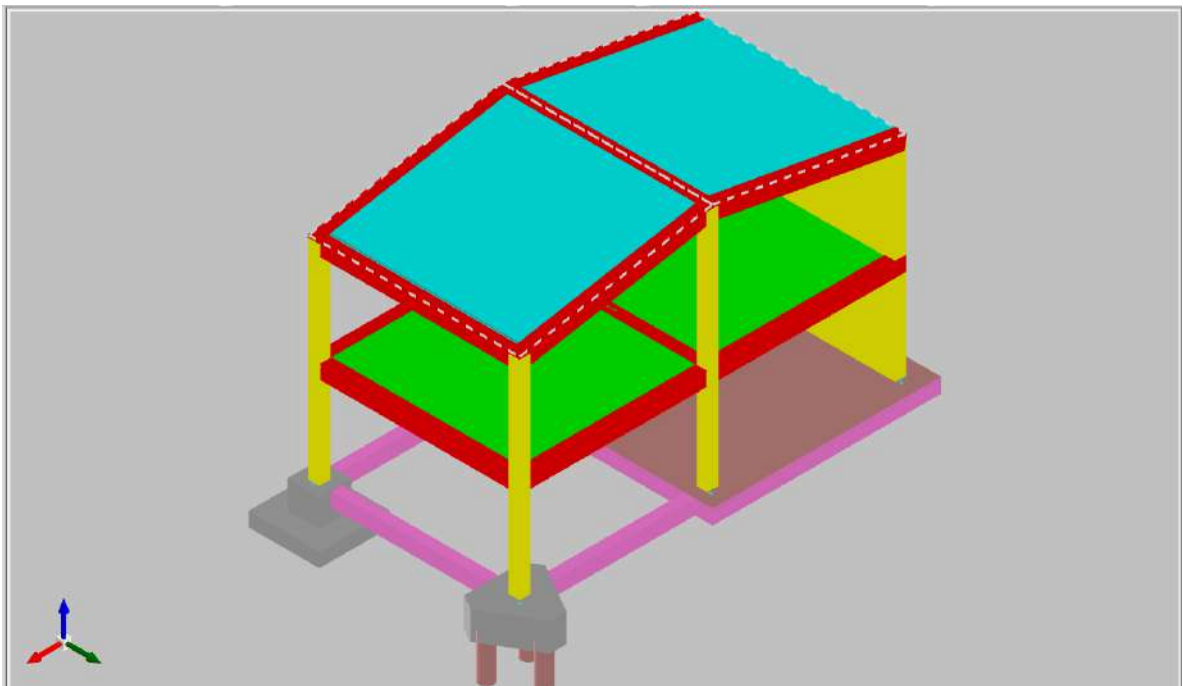
In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera per la valutazione delle verifiche e dei dettagli costruttivi di travate in cemento armato di un edificio secondo quanto prescritto dal D.M. 14.01.2018, e in particolare secondo quanto riportato nella norma al capitolo 7.

1.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

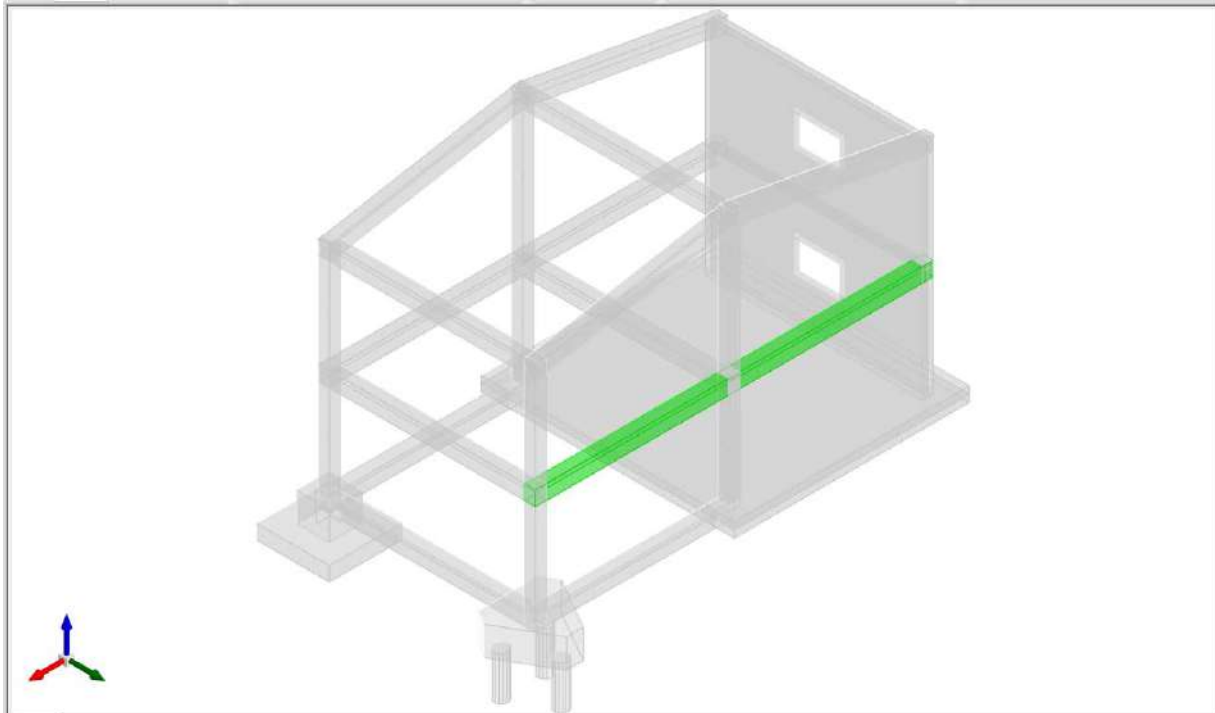
La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Travi NTC18* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

1.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura cui si fa riferimento è rappresentata nella figura sottostante,



La trave esaminata è la trave 2-6 a piano 1 ed ha sezione 30 x 40 cm.



1.4 OPZIONI DI VERIFICA ATTIVATE

In *Verifiche >> C.A. >> Opzioni Verifica Travate in C.A.* si utilizzano le seguenti impostazioni:

Opzioni verifica travi C.A. ✖

Proposta | Verifica | Armatura longitudinale | Staffe | Dxf | Relazione

Longitudinali

ϕ 1 14 mm ▾
 ϕ 2 16 mm ▾
 ϕ 3 20 mm ▾
 Lunghezza massima delle barre cm 1200
 Modalità di verifica a taglio armatura longitudinale agli appoggi Asse appoggio ▾
 % di armatura interrotta in campata 50
 % in campata dell'armatura massima agli appoggi 10
 ϕ longitudinali aggiuntivi di parete 8 mm ▾
 Interasse longitudinali aggiuntivi di parete cm 25.0

Staffe

ϕ 1 8 mm ▾
 ϕ 2 8 mm ▾
 ϕ 3 8 mm ▾
 Staffe 3 bracci
 Passo minimo cm 10.0
 Passo massimo cm 30.0
 Interasse massimo bracci cm 50.0
 Staffe all'interno degli appoggi

Predefiniti

cm,daN OK Annulla

Opzioni verifica travi C.A.

Proposta | **Verifica** | Armatura longitudinale | Staffe | Dxf | Relazione

Moltiplicatore del momento di incastro perfetto per momento minimo in campata

Incidenza per segnalazione daN/m^3

Controllo alle sezioni a T

Diagramma momento flettente sopra gli appoggi

ϕ viscosità

Tolleranza di posa cm

Disegna mensola senza modellazione FEM

Combinazione applicazione rinforzi FRP a flessione

E_a/E_c per tensioni di esercizio

Circolare 65

α_{cc}

Inclinazione variabile del traliccio di Morsh

Tipo di verifica

Verifica portanza travi di fondazione

Verifica a scorrimento travi di fondazione

Predefiniti

cm,daN

Opzioni verifica travi C.A.

Proposta | Verifica | **Armatura longitudinale** | Staffe | Dxf | Relazione

Ancoraggio secondo EC8 fig.2.2(C)

Distanza strati cm

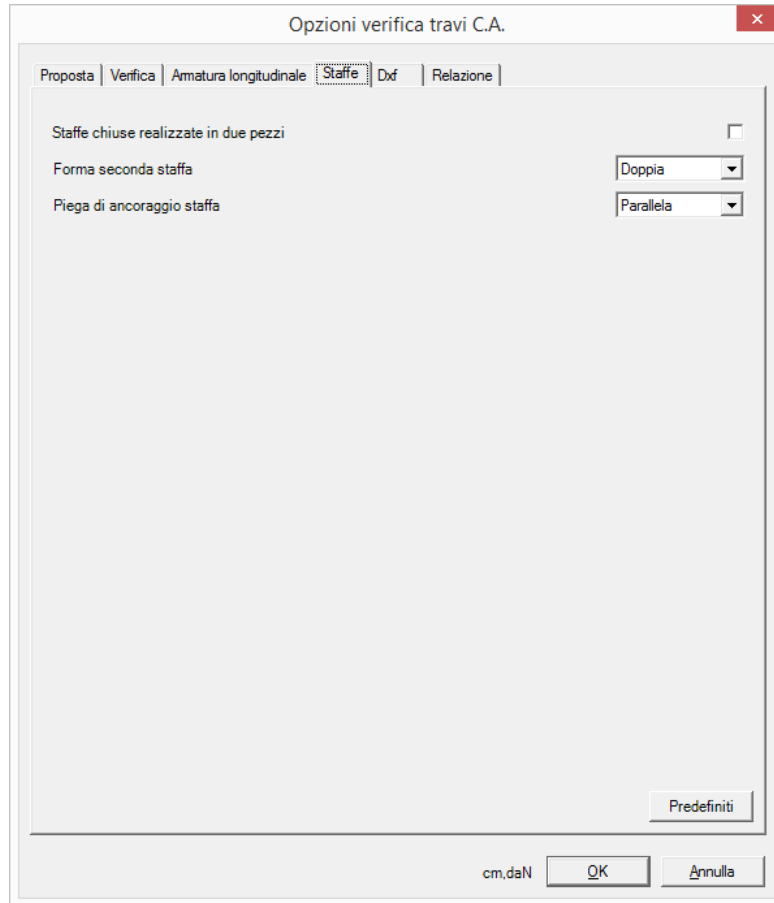
Spazio per il vibratore cm

Modalità di giunzione dei correnti superiori

Modalità di giunzione dei correnti inferiori

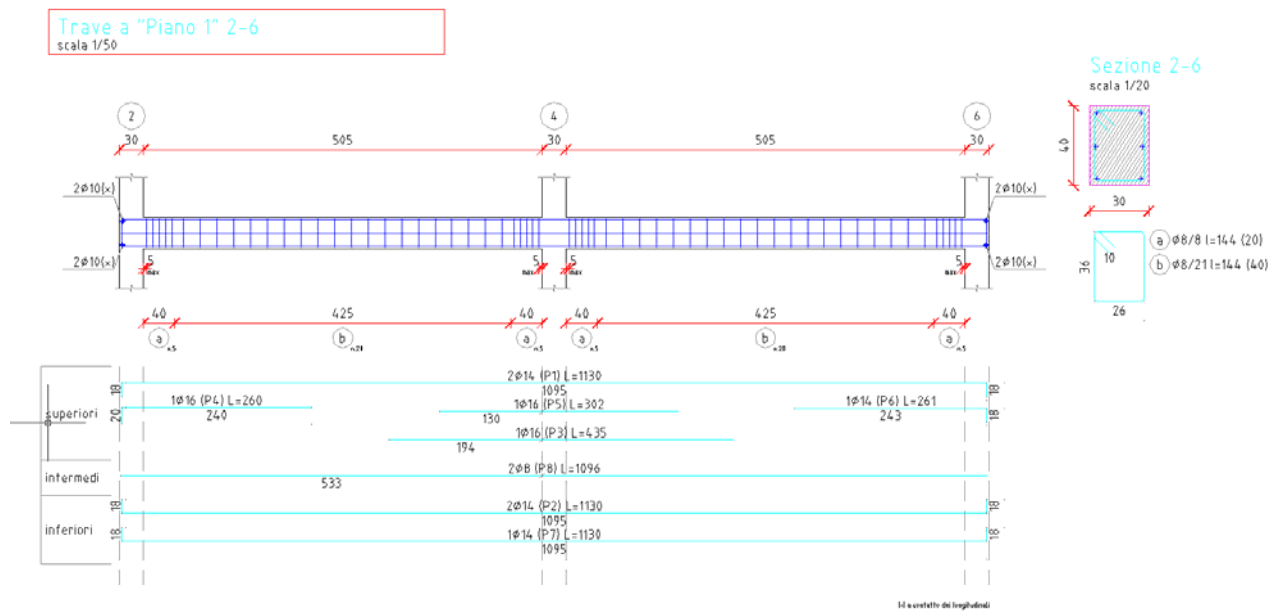
Predefiniti

cm,daN



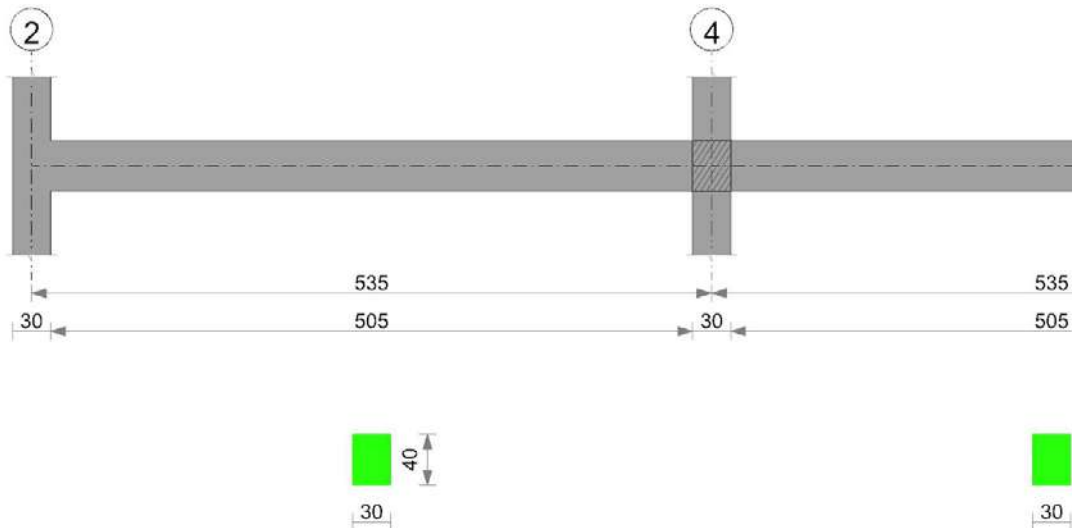
1.5 ELABORATI PRODOTTI DALLA VERIFICA TRAVATE C.A.

Si riporta di seguito il disegno esecutivo realizzato dal programma.



Si riporta di seguito la relazione di calcolo.
Trave a "Piano 1" 2-6

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C_2 Fyk 4500

Calcestruzzo: RCK400 Rck 400

Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Base	Altezza	Copriferro sup.	Copriferro inf.	Copriferro lat.
1	R 30*40	Rettangolare	30	40	2	2	2

Output campate

Campata 1 tra i fili 2 - 4, sezione R 30*40, asta 6; campata a comportamento dissipativo

Verifiche a flessione

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	5.09	3.5	4.62	3.5						-785103	SLU 20	-643069	-690201	0.102	Si
15	5.09	3.5	4.62	3.5	-174910	SLV 14	4345	629911	0.1	-643069	SLU 20	-643069	-690201	0.102	Si
143	5.09	3.5	4.62	3.5	258048	SLV 14	374604	629911	0.1	12512	SLV 3	-142780	-690201	0.102	Si
268	3.08	3.5	4.62	3.5	475555	SLU 20	476385	629993	0.1						Si
410	5.09	3.5	4.62	3.5	81411	SLV 3	238225	629911	0.1	-40881	SLV 14	-244864	-690201	0.102	Si
520	7.1	3.6	4.62	3.5						-845340	SLU 19	-845340	-949703	0.113	Si
535	7.1	3.6	4.62	3.5						-999358	SLU 19	-845340	-949703	0.113	Si

Verifiche a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0	5.09	0	9809	SLU 20	9809	5690	31932	0	5690	2.5	Si
15	0.126	5.09	0	9237	SLU 20	9237	5690	35410	34692	34692	2.15	Si
143	0.047	4.62	0	4373	Ger.	5722	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
143	0.047	4.62	0	1375	Ger.	-595	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5	Si
268	0.047	4.62	0	461	Ger.	2875	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
268	0.047	4.62	0	-914	Ger.	-3441	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5	Si
410	0.047	4.49	0	-5851	Ger.	-6694	-5456	-31932	-15187	-15187	2.5	Si
520	0.126	7.1	0	-10036	SLU 19	-10036	-6357	-35394	-34676	-34676	2.15	Si
535	0	7.1	0	-10608	SLU 19	-10608	-6357	-31917	0	-6357	2.5	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente						Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-556299	5	-455650	69.7	199.2	2713.1	3600	-470474	2	-385438	59	149.4	0	+∞	Si
15	-455650	5	-455650	69.7	199.2	2713.1	3600	-385438	2	-385438	59	149.4	0	+∞	Si
143	162930	4	265396	41.4	199.2	1730.7	3600	135280	2	222677	34.8	149.4	0	+∞	Si
268	337006	5	337597	56.2	199.2	2207.5	3600	284635	2	285052	47.4	149.4	0	+∞	Si
410	27308	2	168791	26.3	199.2	1100.7	3600	20382	1	142876	22.3	149.4	0	+∞	Si
520	-598762	4	-598762	81.8	199.2	2591	3600	-499903	2	-499903	68.3	149.4	0	+∞	Si
535	-707893	4	-598762	81.8	199.2	2591	3600	-591739	2	-499903	68.3	149.4	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	
0	superiore	22.6	0.00079	0.0178	5	22.6	0.00076	0.0172	4	22.6	0.00071	0.016	2	Si
15	superiore	22.6	0.00079	0.0178	5	22.6	0.00076	0.0172	4	22.6	0.00071	0.016	2	Si
268	inferiore	23	0.00064	0.0148	4	23	0.00057	0.0132	4	23	0.00054	0.0125	2	Si
520	superiore	19.1	0.00078	0.015	4	19.1	0.00079	0.0152	4	19.1	0.00073	0.014	2	Si
535	superiore	19.1	0.00078	0.015	4	19.1	0.00079	0.0152	4	19.1	0.00073	0.014	2	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente						Verifica	
	Elastica +	Elastica -	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastica -	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastica -	Fess. viscosa+	Comb.	Fess. viscosa-	Comb.		l/f
15	0.005	0.004	0.002	0.002	0.004	0.004	0.002	0.002	0.004	0.004	0.004	2	0.004	2	9999	Si
143	0.079	0.06	0.071	0.052	0.07	0.061	0.059	0.052	0.066	0.061	0.146	2	0.135	2	3674	Si
250	0.115	0.09	0.107	0.078	0.102	0.09	0.087	0.078	0.097	0.09	0.218	2	0.202	2	2453	Si
268	0.115	0.09	0.107	0.078	0.102	0.09	0.087	0.078	0.097	0.09	0.218	2	0.202	2	2455	Si
410	0.057	0.044	0.048	0.036	0.05	0.044	0.039	0.036	0.048	0.044	0.1	2	0.094	2	5339	Si
520	0.002	0.002	0	-0.003	0.002	0.002	-0.001	-0.002	0.002	0.002	-0.003	2	-0.004	2	9999	Si

Valutazione dei tagli secondo gerarchia delle resistenze

x	taglio negativo				taglio positivo			
	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela
0	6099	0	-3128	3087	6099	9809	2614	9809
15	5757	0	-3128	2907	5757	9237	2614	9237
143	2846	-595	-3128	1375	2846	5722	2614	4373
268	0	-3441	-3128	-914	0	2875	2614	461
410	-3253	-6694	-3128	-5851	-3253	0	2614	-1769
520	-5757	-10036	-3128	-10036	-5757	0	2614	-3087
535	-6099	-10608	-3128	-10608	-6099	0	2614	-3267

Campata 2 tra i fili 4 - 6, sezione R 30*40, asta 7; campata a comportamento dissipativo

Verifiche a flessione

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	7.1	3.6	4.62	3.5						-1043481	SLU 19	-885487	-949703	0.113	Si
15	7.1	3.6	4.62	3.5						-885487	SLU 19	-885487	-949703	0.113	Si
143	5.09	3.5	4.62	3.5	128382	SLV 14	311408	629911	0.1	15121	SLV 3	-164928	-690201	0.102	Si
268	3.08	3.5	4.62	3.5	501816	SLU 19	507901	629993	0.1						Si
410	4.62	3.5	4.62	3.5	245855	SLV 3	372719	629889	0.099	-2062	SLV 14	-166768	-629889	0.099	Si
520	4.62	3.5	4.62	3.5	-132383	SLV 3	40669	629889	0.099	-554914	SLU 20	-554914	-629889	0.099	Si
535	4.62	3.5	4.62	3.5						-693163	SLU 20	-554914	-629889	0.099	Si

Verifiche a taglio

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
0	0	7.1	0	10873	SLU 19	10873	6357	31917	0	6357	2.5	Si
15	0.126	7.1	0	10301	SLU 19	10301	6357	35394	34676	34676	2.15	Si
143	0.047	4.62	0	5437	Ger.	6287	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
268	0.047	4.62	0	1066	Ger.	3441	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
268	0.047	4.62	0	-284	Ger.	-2744	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5	Si
410	0.047	4.62	0	-1471	Ger.	188	5511	31966	15203	15203	2.5	Si
410	0.047	4.62	0	-4800	Ger.	-5997	-5511	-31966	-15203	-15203	2.5	Si
520	0.126	4.62	0	-8985	SLU 20	-8985	-5511	-35449	-34729	-34729	2.15	Si
535	0	4.62	0	-9556	SLU 20	-9556	-5511	-31966	0	-5511	2.5	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-740787	4	-628770	85.9	199.2	2720.8	3600	-622087	2	-527790	72.1	149.4	0	+∞	Si
15	-628770	4	-628770	85.9	199.2	2720.8	3600	-527790	2	-527790	72.1	149.4	0	+∞	Si
143	86778	5	219927	34.3	199.2	1434.2	3600	71752	2	184432	28.8	149.4	0	+∞	Si
268	355240	4	359614	59.9	199.2	2351.5	3600	298181	2	301524	50.2	149.4	0	+∞	Si
410	149807	4	264109	41.8	199.2	1722.8	3600	121896	2	219224	34.7	149.4	0	+∞	Si
520	-392183	5	-392183	62	199.2	2558.3	3600	-330458	2	-330458	52.3	149.4	0	+∞	Si
535	-490074	5	-392183	62	199.2	2558.3	3600	-413032	2	-330458	52.3	149.4	0	+∞	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	Dmax	Esm	Wd	Com b	
0	superiore	19.1	0.00085	0.0162	4	19.1	0.00085	0.0163	4	19.1	0.00079	0.0152	2	Si
15	superiore	19.1	0.00085	0.0162	4	19.1	0.00085	0.0163	4	19.1	0.00079	0.0152	2	Si
268	inferiore	23	0.00068	0.0158	4	23	0.00061	0.014	4	23	0.00057	0.0132	2	Si
520	superiore	23	0.00075	0.0172	5	23	0.00066	0.0153	4	23	0.00063	0.0145	2	Si
535	superiore	23	0.00075	0.0172	5	23	0.00066	0.0153	4	23	0.00063	0.0145	2	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente							Verifica
	Elastica +	Elastica -	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastica -	Fess.+	Fess.-	Elastica +	Elastica -	Fess. viscosa+	Comb.	Fess. viscosa-	Comb.	l/f	
15	0.002	0.002	-0.001	-0.003	0.002	0.002	-0.001	-0.002	0.002	0.002	-0.003	2	-0.004	2	9999	Si
143	0.072	0.055	0.067	0.046	0.064	0.055	0.053	0.046	0.061	0.055	0.137	2	0.12	2	3911	Si
268	0.126	0.095	0.126	0.083	0.111	0.096	0.099	0.084	0.105	0.097	0.252	2	0.219	2	2125	Si
285	0.127	0.095	0.128	0.083	0.112	0.097	0.099	0.084	0.106	0.097	0.254	2	0.221	2	2107	Si
410	0.08	0.058	0.078	0.05	0.071	0.06	0.062	0.052	0.067	0.061	0.155	2	0.136	2	3446	Si
520	0.007	0.005	0.006	0.003	0.006	0.005	0.005	0.004	0.006	0.005	0.01	2	0.01	2	9999	Si
535	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	9999	Si

Valutazione dei tagli secondo gerarchia delle resistenze

x	taglio negativo				taglio positivo			
	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela	contr. grav.	Vdes	contr. mom. res.	Vela
0	6099	0	-2495	3360	6099	10873	3128	10873
15	5757	0	-2495	3180	5757	10301	3128	10301
143	2846	0	-2495	1648	2846	6287	3128	5437
268	0	-2744	-2495	-284	0	3441	3128	1066
410	-3253	-5997	-2495	-4800	-3253	188	3128	-1471
520	-5757	-8985	-2495	-8985	-5757	0	3128	-2789
535	-6099	-9556	-2495	-9556	-6099	0	3128	-2969

Momenti resistenti a filo appoggi

campata	x	appoggio	momento positivo	momento negativo
1	15	2	629911	-690201
1	520	4	629870	-949703
2	15	4	629870	-949703
2	520	6	629889	-629889

Significato dei simboli utilizzati:

N°: indice progressivo della sezione

Descrizione: descrizione della sezione

Tipo: tipo di sezione
Base: base della sezione [cm]
Altezza: altezza della sezione [cm]
Copriferro sup.: distanza del bordo della staffa dalla superficie superiore del getto [cm]
Copriferro inf.: distanza del bordo della staffa dalla superficie inferiore del getto [cm]
Copriferro lat.: distanza del bordo della staffa dalle superfici laterali del getto [cm]
x: distanza da asse appoggio sinistro [cm]
A sup.: area efficace di armatura longitudinale superiore [cm²]
C.b. sup.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale superiore [cm]
A inf.: area efficace di armatura longitudinale inferiore [cm²]
C.b. inf.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale inferiore [cm]
M+ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre inferiori [daN*cm]
Comb.: combinazione
M+des: momento flettente di progetto che tende le fibre inferiori [daN*cm]
M+ult: momento ultimo per trazione delle fibre inferiori [daN*cm]
x/d: rapporto tra posizione asse neutro e altezza utile
M-ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre superiori [daN*cm]
M-des: momento flettente di progetto che tende le fibre superiori [daN*cm]
M-ult: momento ultimo per trazione delle fibre superiori [daN*cm]
Verifica: stato di verifica
A st: area di staffe per unità di lunghezza [cm²]
A sl: area di armatura longitudinale tesa per valutazione resistenza taglio in assenza di armature a taglio [cm²]
A sag: area equivalente di barre piegate per unità di lunghezza [cm²]
Vela: taglio elastico [daN]
Vdes: taglio di progetto [daN]
Vrd: resistenza a taglio della sezione senza armature [daN]
Vrcd: sforzo di taglio che produce il cedimento delle bielle [daN]
Vrsd: resistenza a taglio per la presenza delle armature [daN]
Vult: taglio ultimo [daN]
cotgθ: cotg dell'angolo di inclinazione dei puntoni in calcestruzzo
Rara: famiglia di combinazione di verifica
Mela: momento elastico [daN*cm]
Mdes: momento di progetto [daN*cm]
σ c: tensione di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]
σ c lim.: tensione limite di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]
σ f.: tensione di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
σ f lim.: tensione limite di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Elastica+: massima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]
Elastica-: minima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]
Fess.+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]
Fess.-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]
Quasi permanente: famiglia di combinazione di verifica
σ FRP: tensione di trazione nell'FRP [daN/cm²]
σ FRP lim.: tensione limite di trazione nell'FRP [daN/cm²]
Fess. viscosa+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]
Fess. viscosa-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]
l/f: rapporto luce su freccia in combinazione quasi permanente
Bordo: bordo interessato dalla fessura
Rara: famiglia di combinazione per verifica inferiore
Dmax: distanza massima tra le fessure [cm]
Esm: dilatazione media delle barre di armatura
Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure [cm]
Comb: combinazione
Frequente: famiglia di combinazione per verifica inferiore
Quasi permanente: famiglia di combinazione per verifica inferiore
Frequente: famiglia di combinazione di verifica
x: ascissa relativa [cm]
taglio negativo: valori per taglio negativo
contr. grav.: contributo azioni gravitazionali [daN]
contr. mom. res.: contributo dei momenti resistenti [daN]
taglio positivo: valori per taglio positivo

campata: campata
appoggio: appoggio
momento positivo: momento resistente positivo [daN*cm]
momento negativo: momento resistente negativo [daN*cm]

1.6 CONTROLLO DELLE VERIFICHE

1.6.1 Verifiche a flessione

Le verifiche per il controllo dei risultati sono condotte con il programma VcaSLU.

Si controlla la verifica della sezione a filo appoggio sinistro della campata 1.

Area di acciaio superiore $A_{sup}=5.09 \text{ cm}^2$ (2Φ14 + 1Φ16)
 con baricentro delle armature $C_b=3.5 \text{ cm}$ dal bordo superiore

Area di acciaio inferiore $A_{inf}=4.62 \text{ cm}^2$ (3Φ14)
 con baricentro delle armature $C_b=3.5 \text{ cm}$ dal bordo inferiore.

Verifica di resistenza

Momento di progetto $M_{des}=-643069 \text{ daN*cm}$

Titolo: sezione a filo pilastro sx

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	30	40	1	5,09	3,5
			2	4,62	36,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -64,2504 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C33/40
 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} 18,81 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

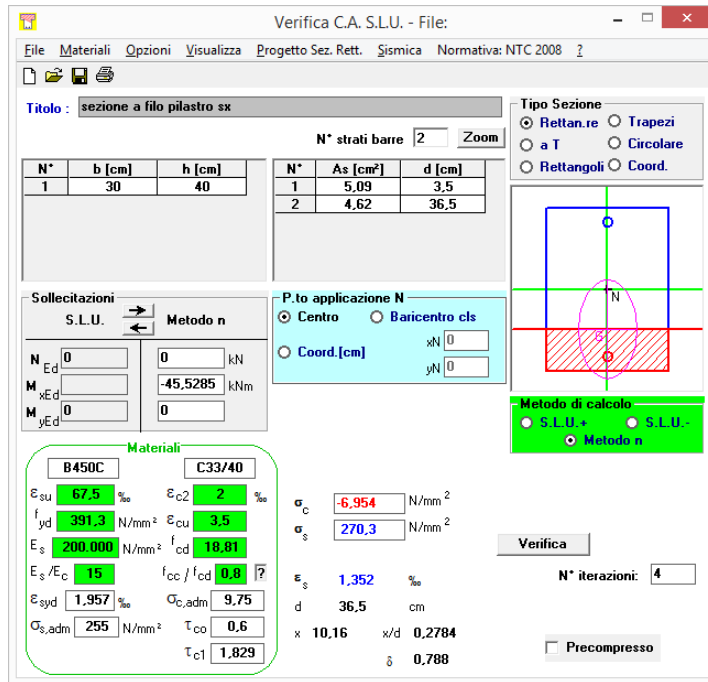
Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd} -69,05 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 30,14 ‰
 d 36,5 cm
 x 3,798 x/d 0,104
 δ 0,7

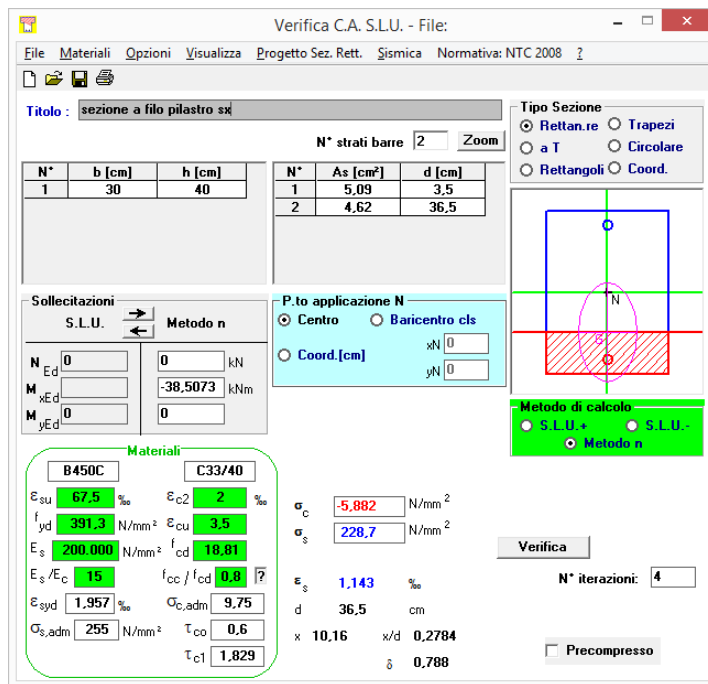
Altri parametri:
 Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello

Verifica delle tensioni in combinazione rara

Momento di progetto $M_{des}=-455650 \text{ daN*cm}$



Verifica delle tensioni in combinazione quasi permanente
 Momento di progetto $M_{des} = -385438 \text{ daN}\cdot\text{cm}$



1.6.2 Verifiche a taglio

Si controlla la verifica della sezione a filo appoggio sinistro della campata 1.

Area di staffe $A_{sw}/s = 0.126 \text{ cm}^2/\text{cm}$ (2bracci $\Phi 8/8$)

Area di acciaio longitudinale teso $A_{sl} = 5.09 \text{ cm}^2$ ($2\Phi 14 + 1\Phi 16$)

Taglio di progetto $V_{ED} = 9237 \text{ daN}$

Resistenza a taglio del solo calcestruzzo VRD formula [4.1.13]

$d = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$

$k = 1 + (200 / (400 - 35))^{1/2} = 1.74$

Rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_l = 5.09 / (30 \cdot 36.5) = 0.00424$

$V_{RD} = (0.18 \cdot 1.74 \cdot (100 \cdot 0.004648 \cdot 40 \cdot 83)^{1/3} / 1.5) \cdot 300 \cdot 365 = 56921 \text{ N}$

Resistenza a taglio trazione VRsd formula [4.1.18]

$\text{ctg}\theta = 2.15$

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot 36.5 \cdot 0.126 \cdot 4500 / 1.15 \cdot 2.15 = 34795 \text{ daN}$

Resistenza a taglio compressione VRcd formula [4.1.19]

$$\alpha_c=1$$

$$\text{ctg}\theta=2.15$$

$$f_{cd}=0.5 \cdot 0.83 \cdot 0.85 \cdot 400 / 1.5 = 94 \text{ daN/cm}^2$$

$$V_{Rcd}=0.9 \cdot 30 \cdot 36.5 \cdot 1 \cdot 94 \cdot 2.15 / (1 + 2.15^2) = 35428 \text{ daN}$$

1.6.3 Verifiche di apertura delle fessure

Si controlla la sezione a filo appoggio sinistro della prima campata.

Verifica in combinazione rara

$$M = -455650 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma_s = 2713 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_e = 15$$

$$A_s = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$x = 10.16 \text{ cm}$$

$$2.5 \cdot (h-d) = 2.5 \cdot (40-36.5) = 8.75 \text{ cm}$$

$$(h-x)/3 = (40-10.16)/3 = 9.94 \text{ cm}$$

$$H/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

$$H_{c,ef} = 8.75 \text{ cm}$$

$$A_{c,ef} = 8.75 \cdot 30 = 262.5 \text{ cm}^2$$

$$p_{eff} = 5.09 / 262.5 = 0.0193$$

$$k_f = 0.6$$

$$f_{ctm} = 10 \cdot 0.3 \cdot (40 \cdot 83)^{2/3} = 30.99 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_s = 2060000$$

$$\varepsilon_{sm} = (2713 - 0.6 \cdot 30.99 / 0.0193 \cdot (1 + 15 \cdot 0.0193)) / 2060000 = 1470 / 2060000 = 0.000714 \text{ [C4.1.16]}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.6 \cdot 2713 / 2060000 = 0.000791$$

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

$$c = 2.8 \text{ cm}$$

$$\Phi_{eq} = (2 \cdot 1.4^2 + 1.6^2) / (2 \cdot 1.4 + 1.6) = 1.473 \text{ cm}$$

$$\Delta s_{max} = 3.4 \cdot 2.8 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 1.473 / 0.0193 = 22.5 \text{ cm}$$

$$w_d = 0.000791 \cdot 22.5 = 0.0178 \text{ cm}$$

Verifica in combinazione quasi permanente

$$M = -385438 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma_s = 2289 \text{ daN/cm}^2$$

si utilizzano i valori della verifica precedente

$$k_f = 0.4$$

$$f_{ctm} = 10 \cdot 0.3 \cdot (40 \cdot 83)^{2/3} = 30.99 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sm} = (2289 - 0.4 \cdot 30.99 / 0.0193 \cdot (1 + 15 \cdot 0.0193)) / 2060000 = 1460.8 / 2060000 = 0.000709 \text{ [C4.1.16]}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.6 \cdot 2289 / 2060000 = 0.000667$$

$$w_d = 0.000709 \cdot 22.5 = 0.0160 \text{ cm}$$

1.7 CONTROLLO DELLA APPLICAZIONE DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Si analizza la prima campata ed in particolare la sezione posta a 142.7 cm dall'asse dell'appoggio sinistro.

I momenti resistenti a filo dei pilastri sono:

$$M_{sx-} = -690396 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{sx+} = 630021 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{dx-} = -949782 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{dx+} = 629957 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

Il carico gravitazionale nelle combinazioni sismiche è dato da:

$$\text{peso proprio della trave } p_p = 0.3 \cdot 4 \cdot 2500 / 100 = 3 \text{ daN/m}$$

$$\text{condizione pesi strutturali } G_1 = 9 \text{ daN/cm}$$

$$\text{condizione permanenti portati } G_2 = 9 \text{ daN/cm}$$

$$\text{condizione variabili } 6 \cdot 0.3 = 1.8 \text{ daN/cm}$$

$$q = 3 + 9 + 9 + 1.8 = 22.8 \text{ daN/cm}$$

Essendo la luce di 535 cm il taglio gravitazionale è dato da:

$$T_g = (535/2 - 142.7) \cdot 22.8 = 2845 \text{ daN}$$

I tagli dovuti ai momenti resistenti sono:

$Tr+ = 1.1 \cdot (629957 + 690396) / 505 = 2876 \text{ daN}$
 $Tr- = -1.1 \cdot (630021 + 949782) / 505 = -3441 \text{ daN}$
 I tagli da gerarchia sono quindi:
 $Tger+ = 2845 + 2876 = 5721 \text{ daN}$
 $Tger- = 2845 - 3441 = -596 \text{ daN}$

1.8 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Verifica di resistenza	-690201 daN*cm	-690500 daN*cm	0.02%
sigmaC rara	69.7 daN/cm ²	69.6 daN/cm ²	0.14%
sigmaF rara	2710 daN/cm ²	2705 daN/cm ²	0.18 %
sigmaC quasi perm.	58.9 daN/cm ²	58.9 daN/cm ²	0 %
VRd	5690 daN	5692.1 daN	0.03%
VRsd	34692 daN	34795 daN	0.03%
VRcd	35410 daN	35428 daN	0.05%
Tger+	5722 daN	5721 daN	0.02%
Tger-	-595 daN	-596 daN	0.17%
Wd rara	0.0178 cm	0.0178 cm	0%
Wd quasi permanente	0.016 cm	0.016 cm	0%

2 Verifica di trave in c.a. soggetta a sforzo triassiale (flessione deviata, torsione e taglio)

Si sviluppano ora i calcoli per la verifica secondo il DM 17-01-2018 di una trave a sbalzo soggetta a sforzo triassiale.

2.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

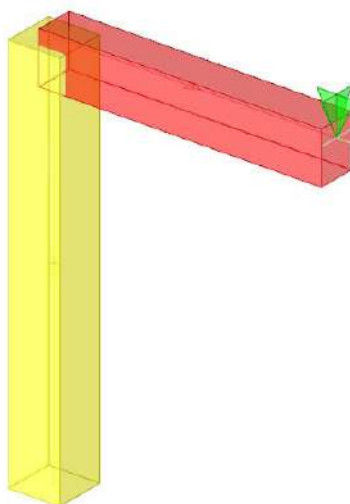
Con il seguente esempio ci si prefigge di controllare la Verifica 3D effettuata dal programma per travi in c.a.

2.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è "Esempio verifiche 3d 2018" presente nella cartella "\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA" del profilo utente. Si utilizza anche il file di presflesse *sezione esempio verifiche 3d.flx*.

2.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La rappresentazione della struttura generata con *Sismicad* è riportata nella figura sottostante.



Nei seguenti paragrafi verranno specificate le caratteristiche del modello numerico con cui simuleremo la mensola.

2.3.1 Caratteristiche elemento oggetto della verifica

Di seguito vengono riportate le proprietà dell'elemento trave in esame.

Proprietà	Valore
Sezione	R 30*40
Punto di inserimento	Centro anima
Quota iniziale	Piano 1
Quota finale	Piano 1
Punto iniziale	0; 0
Punto finale	220; 0
Estradosso	0
Materiale	C25/30
Carico lineare	Nessuno: Globale
Variazione termica	Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Cerniera iniziale	No
Cerniera finale	No
Fondazione	No
Forma	Asse + Solido
Punto FEM iniziale	0; 0; 288
Punto FEM finale	220; 0; 288
Secondario	No
Incollamenti	Default (Solidi reali)
Esposizione	X0

Sezione
Riferimento ad una definizione di sezione C.A..

2.3.2 Analisi dei carichi

E' stato assegnato all'estremità libera della trave un carico concentrato i cui valori delle azioni applicate sono illustrate di seguito (a titolo esemplificativo si considerano come pesi strutturali).

Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati
1 Carico		0	0
Fx		0	0
Fy		1000	0
Fz		-500	0
Mx		200000	0
My		0	0
Mz		0	0

cm,daN,deg,°C,s

Il peso specifico del materiale associato agli elementi strutturali è $\gamma = 0,0025 \text{ daN/cm}^3$.

2.3.3 Combinazioni dell'analisi

I dati relativi alle combinazioni utilizzate nel seguente esempio sono riportate nelle tabelle seguenti:

Famiglia "SLU"

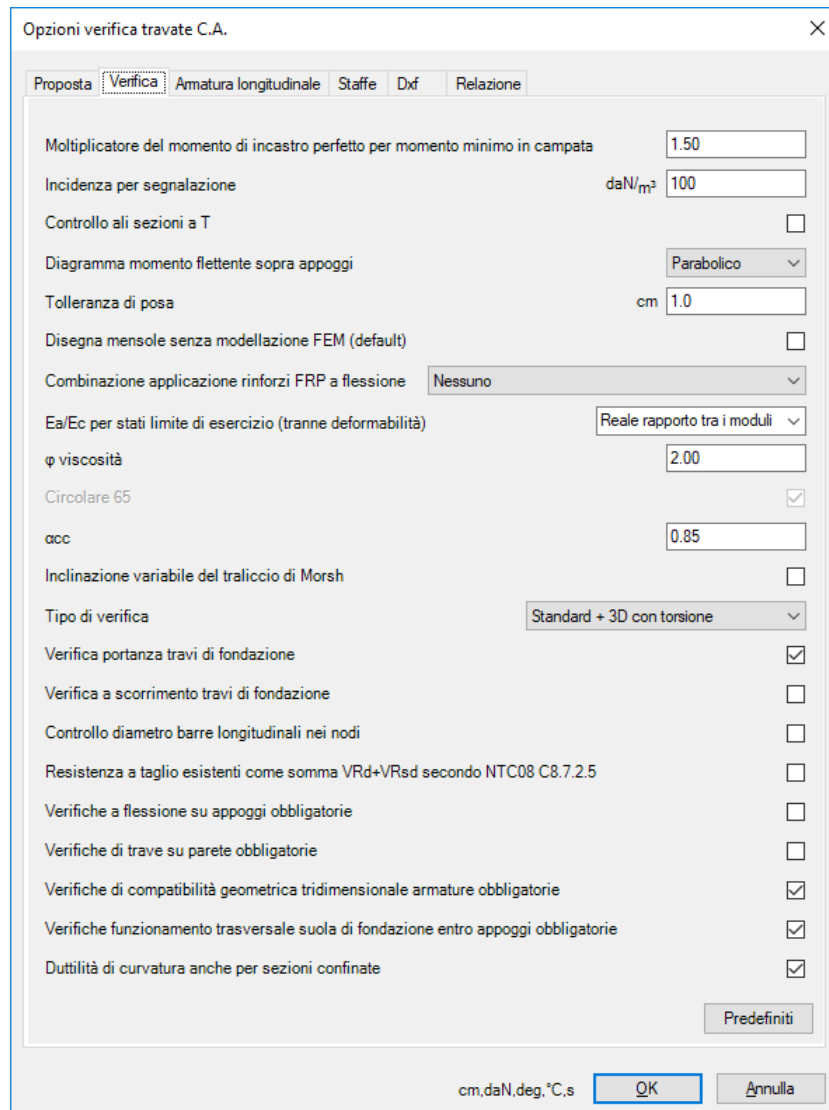
Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Delta T
1	1,3	1,5	0

Famiglie "SLE rara" "SLE frequente" "SLE quasi permanente"

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Delta T
1	1,0	1,0	0

2.4 VERIFICHE 3D

Le verifiche 3D per travi in c.a. vengono effettuate se richieste nelle Opzioni verifica travate C.A..



La sezione di verifica scelta ai fini della validazione è posta a $102,6 \text{ cm}$ dall'asse dell'appoggio sinistro della trave.

Sollecitazioni di progetto nella sezione:

In SLU:

$$M_t = 1.3 \cdot 200000 = 260000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

In SLE:

$$M_t = 200000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

La distanza del baricentro delle armature dai bordi è di 3.9 cm .

Per considerare la traslazione di $(40 - 3.9) \cdot 5 \cdot 9 = 16.2 \text{ cm}$ il momento flettente M_x si valuta nella sezione posta a distanza di $220 - 102.6 + 16.2 = 133.6 \text{ cm}$ dalla punta della mensola.

In SLU:

$$M_x = 1.3 \cdot (-500 \cdot 133.6 - 3 \cdot 133.6^2 \cdot 5) = -121645 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad -121793)}$$

In SLE:

$$M_x = -500 \cdot 133.6 - 3 \cdot 133.6^2 \cdot 5 = -93573 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad -93690)}$$

Per considerare la traslazione di $(30 - 3.9) \cdot 5 \cdot 9 = 11.7 \text{ cm}$ il momento flettente M_y si valuta nella sezione posta a distanza di $220 - 102.6 + 11.7 = 129.1 \text{ cm}$ dalla punta della mensola.

In SLU:

$$M_y = 1.3 \cdot 1000 \cdot 129.1 = 167830 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad 167977)}$$

In SLE:

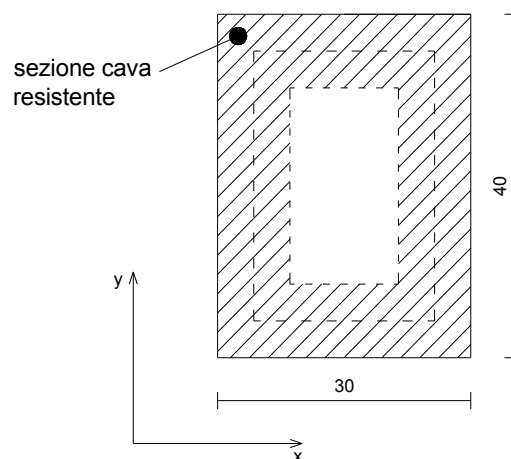
$$M_y = 1000 \cdot 129.1 = 129100 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (in Sismicad 129213)}$$

$$T_x = -1.3 \cdot 1000 = -1300 \text{ daN}$$

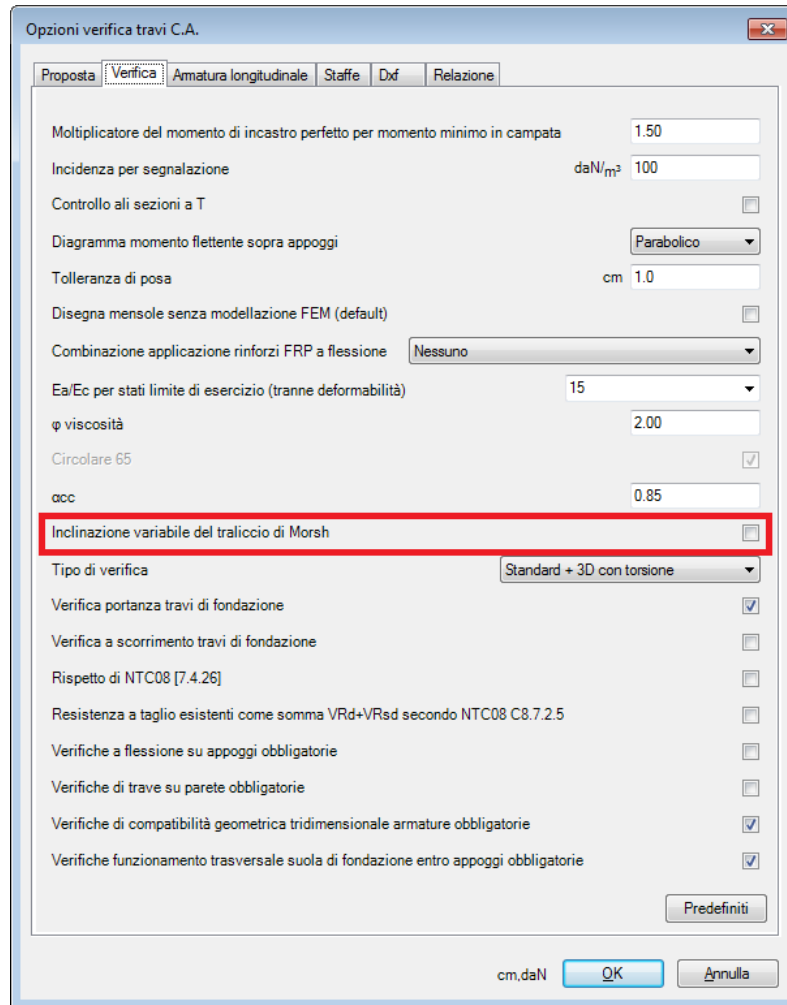
$$T_y = 1.3 \cdot [500 + 3 \cdot (220 - 102.6)] = 1107.6 \text{ daN}$$

La trave è stata armata con delle barre di acciaio del tipo B450C con $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$. Per quanto riguarda le barre longitudinali vengono disposte 2Ø14 sia sul bordo superiore che su quello inferiore per l'intera lunghezza della trave e 2Ø14 aggiuntive sul bordo superiore in prossimità dell'estremo incastrato mentre trasversalmente sono state disposte staffe a due bracci Ø12/20. Inoltre vengono aggiunte in automatico da Sismicad 2Ø10 (su entrambi i lati) di parete avendo considerato le opzioni di verifica di seguito illustrate

Per elementi soggetti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.



Le verifiche verranno condotte assumendo l'angolo θ delle bielle compresse di conglomerato cementizio pari a 45° (dato che al paragrafo 4.1.2.3.6 viene specificato di considerare un unico valore per le due verifiche di taglio e torsione).
 La scelta di non considerare la inclinazione variabile del traliccio di Moersh è riportata nella immagine.



2.4.1 Verifica delle bielle compresse taglio + torsione

Per non eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo deve essere soddisfatta la seguente condizione (formula 4.1.40)

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{edx}}{V_{Rcdx}} + \frac{V_{edy}}{V_{Rcdy}} \leq 1$$

La resistenza delle bielle compresse di una membratura soggetta a torsione si calcola come segue (formula 4.1.35)

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

dove nel caso specifico:

t è lo spessore della sezione cava, che per sezioni piene risulta $t = A_c/u$ e comunque deve essere assunta ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale

A_c è l'area della sezione $\longrightarrow A_c = B \cdot H = 30 \cdot 40 = 1200 \text{ cm}^2$

u è il perimetro della sezione $\longrightarrow u = 2 \cdot (B + H) = 2 \cdot (30 + 40) = 140 \text{ cm}$

distanza dal bordo dell'armatura long. $c = copr. + \phi_{staffe} + \frac{\phi_{long.}}{2} = 2 + 1,2 + 1,4/2 = 3,9 \text{ cm}$

$$\text{da cui } t = \max\left(\frac{1200}{140}; 2 \cdot 3,9\right) = 8,571 \text{ cm}$$

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico \longrightarrow

$$A = (B - t) \cdot (H - t) = (30 - 8,571) \cdot (40 - 8,571) = 673,469 \text{ cm}^2$$

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 141,1 = 70,55 \text{ daN/cm}^2$

$$\text{ctg } 45^\circ = 1$$

$$\text{da cui } T_{Rcd} = 2 \cdot 673,469 \cdot 8,571 \cdot 70,55 \cdot \frac{1}{(1+1)} = 407256,56 \text{ daNcm}$$

La resistenza a "taglio compressione" si calcola come segue (formula 4.1.28)

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove

d è l'altezza utile della sezione

b_w è la larghezza minima della sezione

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave che è pari a 90°
 $\text{ctg } 90^\circ = 0$

quindi in direzione x (nel piano orizzontale)

$$d = B - c = 30 - 3,8 = 26,2 \text{ cm}$$

$$b_w = H = 40 \text{ cm}$$

$$V_{Rcdx} = 0,9 \cdot 26,2 \cdot 40 \cdot 1 \cdot 70,55 \cdot \frac{(0+1)}{(1+1)} = 33271,38 \text{ daN}$$

in direzione y

$$d = H - c = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ cm}$$

$$b_w = B = 30 \text{ cm}$$

$$V_{Rcdy} = 0,9 \cdot 36,5 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 70,55 \cdot \frac{(0+1)}{(1+1)} = 34763,51 \text{ daN}$$

In definitiva

$$\frac{260000}{407256,56} + \frac{1300}{33271,38} + \frac{1107,6}{34763,51} = 0,71 \leq 1$$

2.4.2 Area di staffe richiesta per verifica a torsione

La verifica delle staffe può effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio. Le verifiche a taglio sono condotte riducendo le armature trasversali della quantità necessaria per la verifica a torsione.

La resistenza a torsione delle staffe che fanno parte dello schema resistente a traliccio si calcola come segue (formula 4.1.36)

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

dove

A_s è l'area delle staffe

s è il passo delle staffe

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio $f_{yd} = \frac{4500}{1,15} = 3913 \text{ daN/cm}^2$

Ponendo la resistenza pari alla sollecitazione torcente M_t si determina l'area necessaria a soddisfare la verifica a torsione A_s/s

$$A_s/s = 260000 / (2 \cdot 673,47 \cdot 3913 \cdot 1) = 0,04933 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Essendo presente una area di staffe pari a $0,0565 \text{ cm}^2/\text{cm}$ la formula [4.1.36] risulta soddisfatta.

2.4.3 Area di barre longitudinali richiesta per verifica a torsione

La resistenza a torsione dell'armatura longitudinale che fa parte dello schema resistente a traliccio si calcola come segue (formula 4.1.29)

$$T_{Rtd} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / ctg\theta$$

dove

u_m è il perimetro medio del nucleo resistente \longrightarrow

$$u_m = 2 \cdot (B + H - 2 \cdot t) = 2 \cdot (30 + 40 - 2 \cdot 8,571) = 105,714 \text{ cm}$$

$\sum A_l$ è l'area complessiva delle barre longitudinali

Ponendo la resistenza pari alla sollecitazione torcente M_t si determina l'area necessaria a soddisfare la verifica a torsione $\sum A_l$

$$\sum A_l = \frac{260000 \cdot 105,714 \cdot 1}{2 \cdot 673,47 \cdot 3913} = 5,215 \text{ cm}^2$$

Che viene così suddivisa:

Barre superiori:

area richiesta per torsione $1,12 \text{ cm}^2$

area presente $3,08 \text{ cm}^2$ ($2\Phi 14$)

area residua per pressoflessione $1,96 \text{ cm}^2$ ($2 \Phi_e 11,2$)

Barre inferiori:

area richiesta per torsione $1,12 \text{ cm}^2$

area presente $3,08 \text{ cm}^2$ ($2\Phi 14$)

area residua per pressoflessione $1,96 \text{ cm}^2$ ($2 \Phi_e 11,2$)

Barre laterali

area richiesta per torsione $2,97 \text{ cm}^2$

area presente $3,14 \text{ cm}^2$ ($4\Phi 10$)

area residua per pressoflessione $0,17 \text{ cm}^2$ ($2 \Phi_e 2,3$)

La formula [4.1.37] risulta soddisfatta

2.4.4 Verifica a taglio trazione

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola come segue (formula 4.1.27)

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

comunque non inferiore a quella per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (formula 4.1.23)

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 \cdot f_{cd}$) $\longrightarrow \sigma_{cp} = 0$

d, b_w devono essere espressi in mm

$$A_{sl} = 196 \text{ mm}^2$$

In direzione x (nel piano orizzontale)

$$A_s/s_{\text{utile}}=2.26/20-0.04933=0.0637 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd,x}=0.9 \cdot 26.1 \cdot 0.0637 \cdot 3913=5855 \text{ daN}$$

$$k_x = 1 + (200/261)^{1/2} = 1,875$$

$$v_{\text{min},x} = 0,035 \cdot 1,875^{3/2} \cdot (0,83 \cdot 30)^{1/2} = 0,4485 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{1,x} = 0.17/(400 \cdot 261) = 0,00$$

$$V_{Rd,x}=0.4485 \cdot 400 \cdot 26.1=4682 \text{ daN}$$

In direzione y

$$A_s/s_{\text{utile}}=2.26/20-0.04933=0.0637 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd,y}=0.9 \cdot 36.1 \cdot 0.0637 \cdot 3913=8098 \text{ daN}$$

$$k_y = 1 + (200/361)^{1/2} = 1,744$$

$$v_{\text{min},y} = 0,035 \cdot 1,744^{3/2} \cdot (0,83 \cdot 30)^{1/2} = 0,4024 \text{ daN/cm}^2$$

$$\rho_{1,y} = 196/(300 \cdot 361) = 0,0018 \text{ (a vantaggio di sicurezza si considera nullo)}$$

$$V_{Rd,y}=0.4024 \cdot 300 \cdot 36.1=4358 \text{ daN}$$

2.4.5 Verifica a pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione sono condotte riducendo le armature longitudinali della quantità necessaria per la verifica a torsione.

Nel caso in cui viene soddisfatta la condizione di sicurezza secondo EC2 6.3.2(5) per sezioni compatte di forma approssimativamente rettangolare

$$\frac{T_{ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1$$

dove

$T_{Rd,c}$ è il valore del momento torcente di fessurazione calcolato imponendo, nella formula di Bredt $\tau \cdot t = \frac{T_{ed}}{2 \cdot A_k}$, $\tau = f_{ctd}$ con A_k l'area racchiusa entro la linea media;

$V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio in assenza di armature trasversali resistenti a taglio.

la sezione non risulta fessurata. Di conseguenza non è necessaria armatura specifica a taglio e torsione e quindi non è necessario ridurre le armature longitudinali per soddisfare la verifica a "torsione trazione".

In particolare nel caso in esame

$$\tau = f_{ctd} = \frac{f_{ctd}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1,5 = 0,7 \cdot 0,30 \cdot 10 \cdot (0,83 \cdot 30)^{2/3} / 1,5 = 11,94 \text{ daN/cm}^2$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot t \cdot f_{ctd} = 2 \cdot 673,47 \cdot 8,57 \cdot 11,94 = 137825,21 \text{ daNcm}$$

$$V_{Rd,cx} = 4682,75 \text{ daN}$$

$$V_{Rd,cy} = 4357,49 \text{ daN}$$

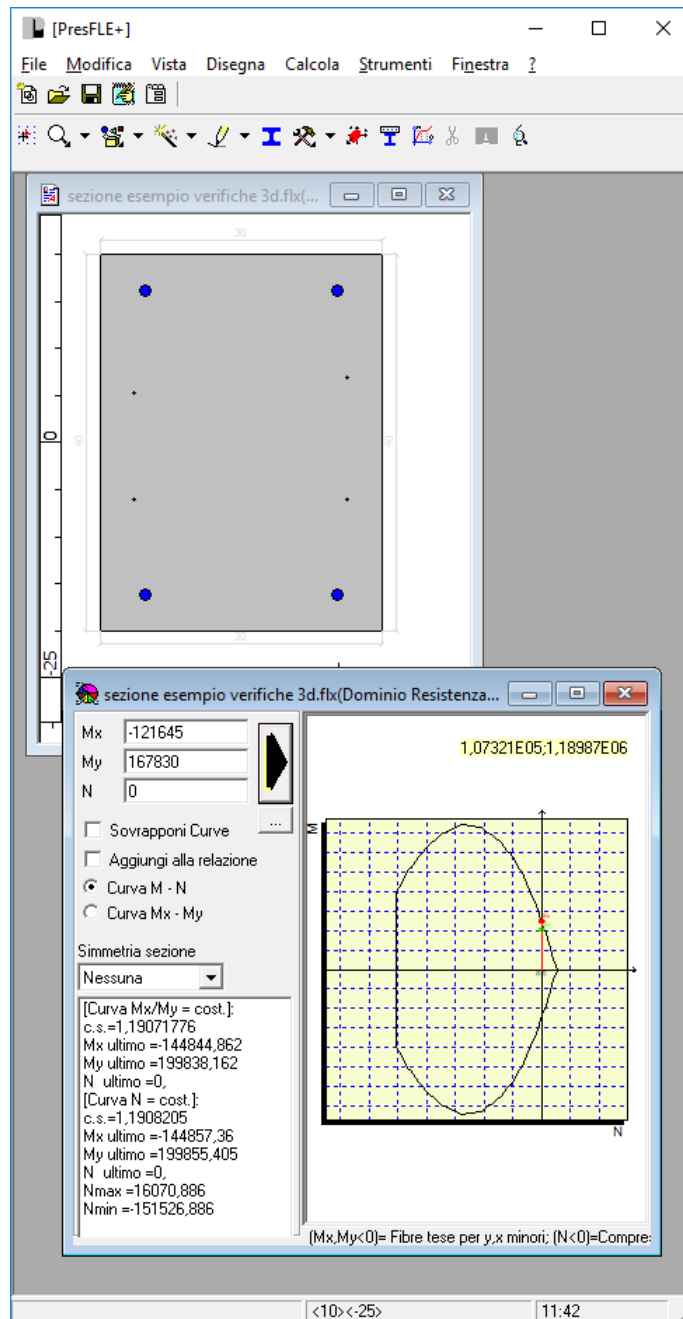
Per cui si ottiene

$$\frac{260000}{137825,21} + \frac{1300}{4682,75} + \frac{1107,6}{4357,49} = 2,42$$

Quindi non essendo verificata la condizione di sicurezza secondo EC2 6.3.2(5) le armature vanno ridotte come indicato nel paragrafo *Area di barre longitudinali richiesta per verifica a torsione*.

Verifica di resistenza

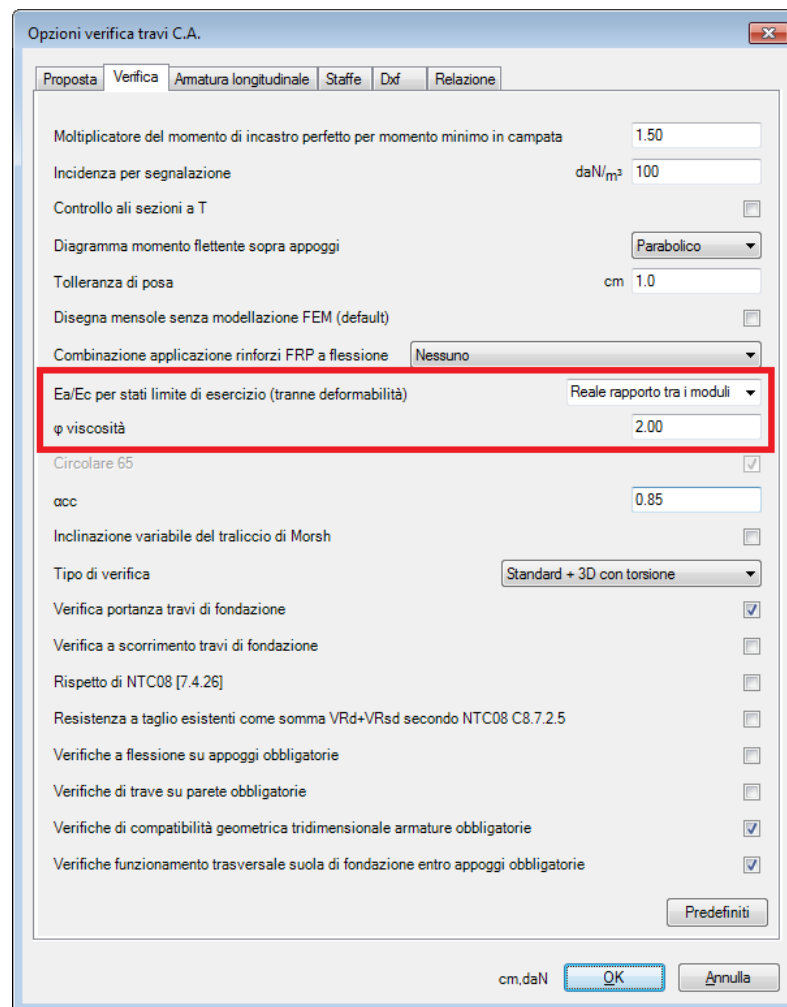
Di seguito si riporta il calcolo eseguito con il programma PresFLE ponendosi nelle medesime condizioni; il file presfle è *sezione esempio verifiche 3d.flx*.



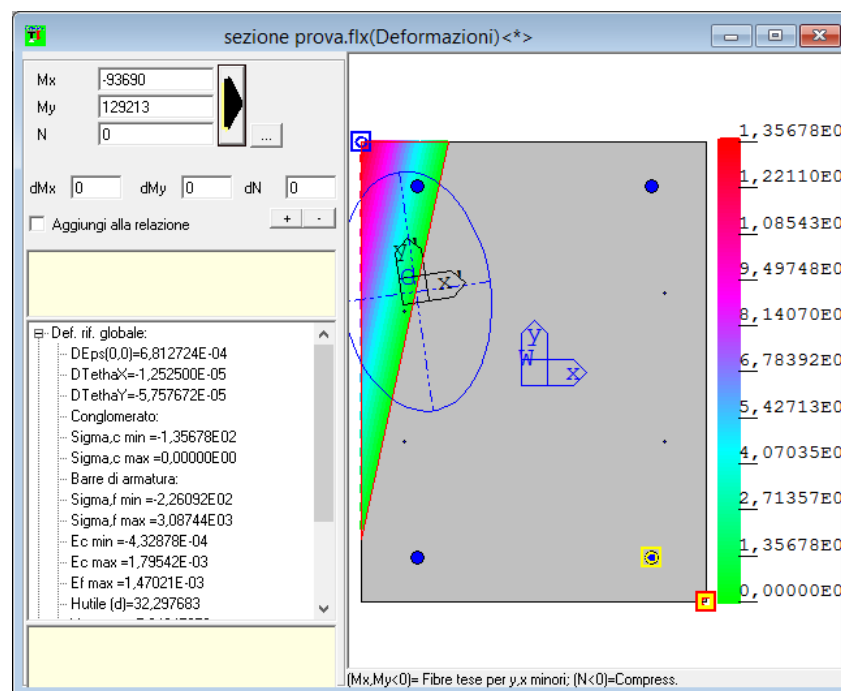
Verifica delle tensioni in esercizio

Di seguito si riporta il calcolo eseguito con il programma PresFLE ponendosi nelle medesime condizioni.

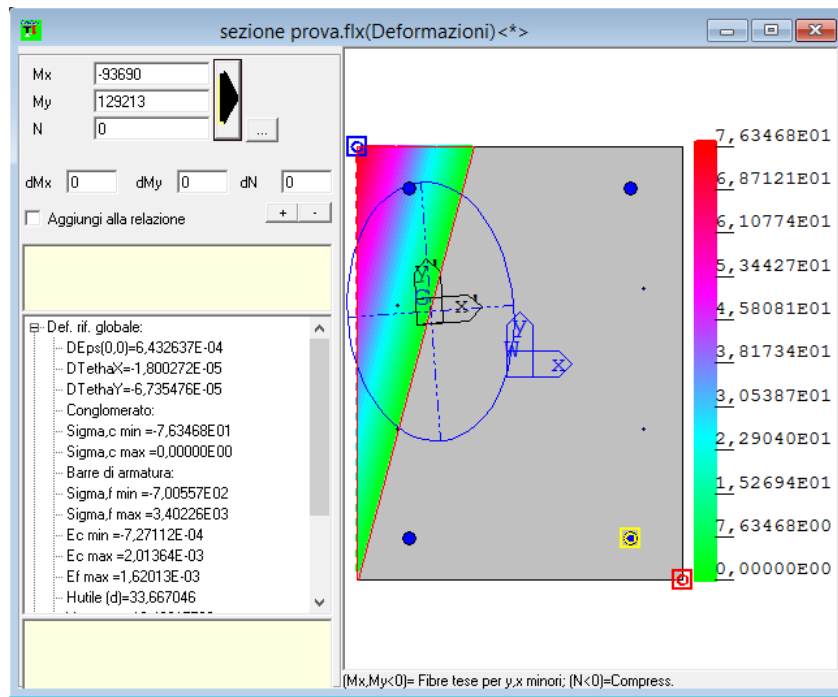
Come risulta dal dialogo sottostante si è richiesto di verificare le tensioni con il reale rapporto dei moduli. Quindi per la combinazione rara si è adottato $n = E_a/E_c = 2100000/314471 = 6.7$ mentre per la combinazione quasi permanente per tener in conto della viscosità si è adottato un modulo elastico longitudinale ridotto di $1 + \Phi$. Essendo $\Phi = 2$ (vedi dialogo sottostante) risulta $n = E_a/E_c = 2100000/104824 = 20$.



Verifica in combinazione rara si con rapporto dei moduli $Ea/Ec=2100000/314471=6.7$



Verifica in combinazione quasi permanente con rapporto dei moduli $n=Ea/Ec=2100000/104824=20$.



2.4.6 Relazione di calcolo

Verifiche delle campate per le 6 componenti della sollecitazione

Si è conservata la sola parte di relazione di interesse

Campata 1 tra i fili 1 - 2, sezione R 30*40, asta 2

Verifiche a pressoflessione

Coordinate dei vertici del poligono della sezione

x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
-15	-20	15	-20	15	20	-15	20																	

Elenco armature longitudinali efficaci in combinazioni non sismiche

Sezione ad ascissa locale 103

Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y	Φe	x	y
0.23	-	-	0.23	11.3	-	0.23	-	5.13	0.23	11.3	5.13	1.12	-	16.1	1.12	10.2	16.1	1.12	-	-	1.12	10.2	-
	11.3	6.13			6.13		11.3					10.2							10.2	16.1			16.1

Verifiche di resistenza in combinazioni non sismiche

x	Mxela	Mxdes	Myela	Mydes	N	Coeff.s.	Comb.	Verifica
103	-103113	-121797	152533	167977	0	1.21	SLU 1	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara										Quasi permanente										Verifica		
	Mxela	Mxdes	Myela	Mydes	N	σc	σclim	σf	σflim	Comb.	Mxela	Mxdes	Myela	Mydes	N	σc	σclim	σFRP	σFRPlim	Comb.			
103	-	-	117333	129213	0	137.7	149.4	3098.5	3600	1	-	-	117333	129213	0	77.3	112.1				1	Si	
	79317	93690									79317	93690											

Verifiche a taglio e torsione

Verifica a taglio in direzione verticale in combinazioni non sismiche

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	Verifica
103	0.064	3.08	0	1108	SLU 1	1108	4357	34383	8107	8107	1	Si

Verifica a taglio in direzione orizzontale in combinazioni non sismiche

x	A st	A sl	A sag	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	V	Comb.	Verifica
103	0.064	0	0	3486	32763	5794	5794	1	-1300	SLU 1	Si

Verifica a torsione in combinazioni non sismiche

x	A st	A I	TRsd	TRld	TRcd	TRd	cotgθ	TEd	Comb.	EC2(6.31)	Verifica
103	0.0493	5.21	260000	260000	407257	260000	1	260000	SLU 1	No	Si

Verifica delle bielle compresse in combinazioni non sismiche con torsione NTC18[4.1.40]

x	TEd	TRcd	VEd	VRcd	VEdFP	VRcdFP	cotgθ	Comb.	Coeff.	Verifica
103	260000	407257	1108	34383	-1300	32763	1	SLU 1	0.71	Si

2.5 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Inverso del coefficiente di sicurezza per verifica bielle compresse	0,71	0.71	0%

Resistenza a taglio in direzione orizzontale	5794	5855	1%
Resistenza a taglio in direzione verticale	8107	8098	0,01%
Coefficiente di sicurezza per verifica a pressoflessione deviata	1,21	1,19	1.6%
Tensione massima di compressione del calcestruzzo in SLE rara	-137.7	-135.7	1.4%
Tensione massima di trazione dell'acciaio in SLE rara	3098	3087	0.3%
Tensione massima di compressione del calcestruzzo in SLE quasi permanente	-77.3	-77.3	0%

3 Verifica delle deformate di trave

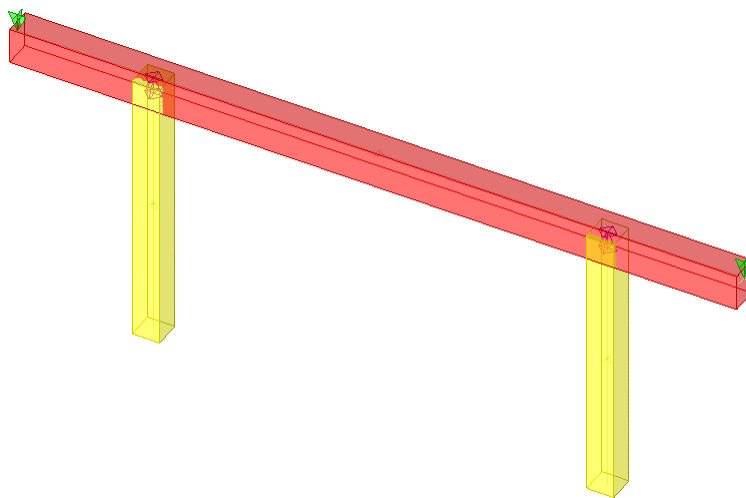
3.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera per la valutazione delle deformate delle travi ai fini delle verifiche prescritte dal D.M. 14.01.2018, e in particolare dalla circolare 617/C.S.LL.PP al punto C4.1.2.2.2.

3.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Deformate travi NTC18* presente nella cartella "*Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

3.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



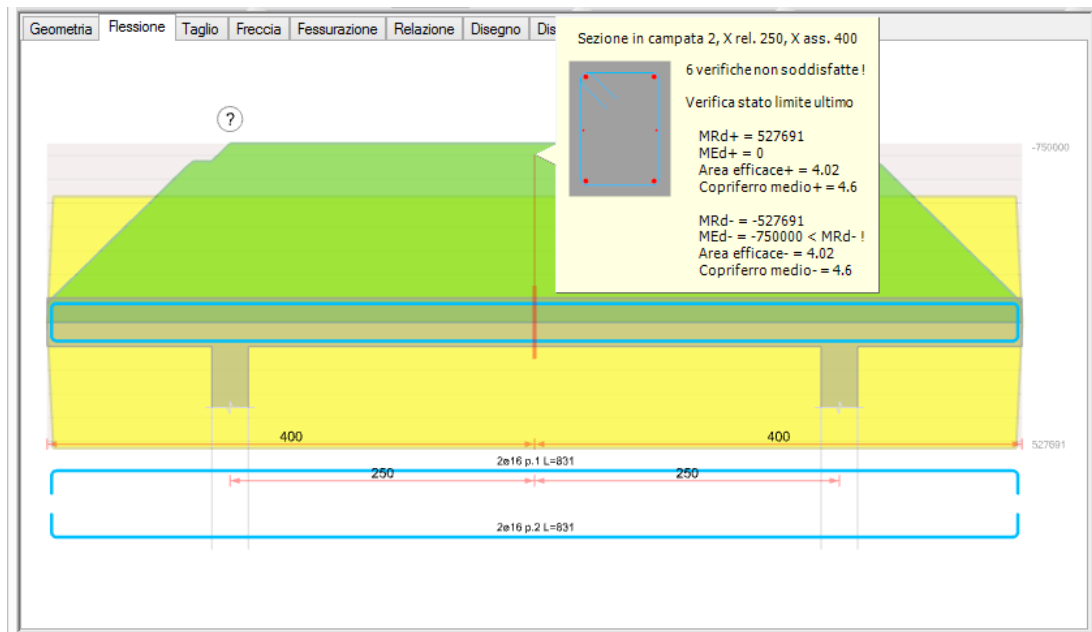
La trave di sezione 30*40cm è costituita da un calcestruzzo C25/30 senza peso di modulo elastico longitudinale $E_c=31447.1$ Mpa.

E' caricata da due carichi concentrati di 50 kN applicati alle estremità delle mensole.

E' prevista una armatura longitudinale 2 \square 16 superiori ed inferiori per la intera lunghezza B450C di modulo elastico longitudinale $E_s=210000$ Mpa.

Per valutare l'effetto dei carichi di lunga durata si adotta un coefficiente di viscosità $\phi=2$.

I pilastri sono incernierati alle estremità superiori nelle quali è stato collocato anche un vincolo alla traslazione verticale. Le mensole hanno luce 150 cm, la campata ha luce 500 cm.



Opzioni verifica travi C.A.

Proposta Verifica Armatura longitudinale Staffe Dxf Relazione

Moltiplicatore del momento di incastro perfetto per momento minimo in campata 1.50

Incidenza per segnalazione daN/m² 100

Controllo alle sezioni a T

Diagramma momento flettente sopra appoggi Teorico

Tolleranza di posa cm 1.0

Disegna mensole senza modellazione FEM (default)

Combinazione applicazione rinforzi FRP a flessione Nessuno

Ea/Ec per stati limite di esercizio (tranne deformabilità) 15

φ viscosità 2.00

Circolare 65

acc 0.85

Inclinazione variabile del traliccio di Morsh

Tipo di verifica Standard

Verifica portanza travi di fondazione

Verifica a scorrimento travi di fondazione

Rispetto di NTC08 [7.4.26] per nodi interni

Resistenza a taglio esistenti come somma VRd+VRsd secondo NTC08 C8.7.2.5

Verifiche a flessione su appoggi obbligatorie

Verifiche di trave su parete obbligatorie

Predefiniti

cm.daN OK Annulla

3.4 MODALITÀ DI VALUTAZIONE DELLE FRECCHE

La valutazione delle frecce delle campate è effettuata con riferimento alla congiungente gli appoggi; nelle mensole è effettuata con riferimento alla quota dell'appoggio.

Le frecce sono valutate in due modalità:

- sezione interamente reagente di solo calcestruzzo: i valori vengono desunti dalla soluzione.
- sezione ideale omogeneizzata: le valutazioni numeriche vengono svolte separatamente per le singole campate o mensole in applicazione del teorema di Mohr. Ogni campata o mensola è

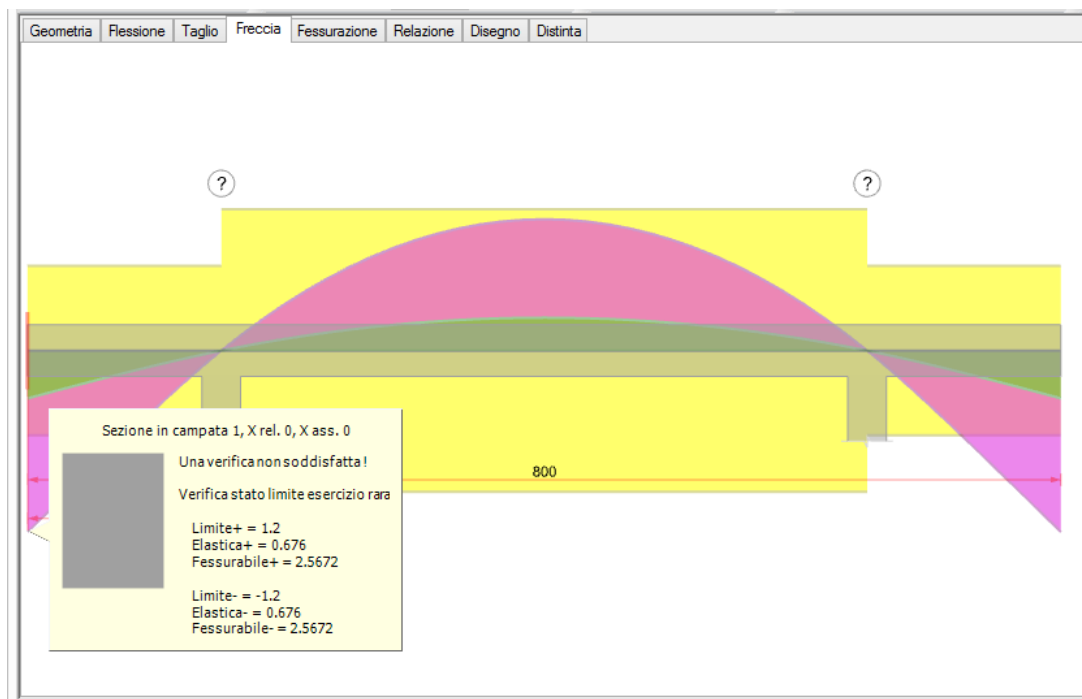
divisa in 30 conci di uguali dimensioni per ciascuno dei quali viene valutata la curvatura. Questa viene utilizzata come carico fittizio della trave ausiliaria per determinare il momento flettente (linea elastica) o il taglio (rotazione delle sezioni).

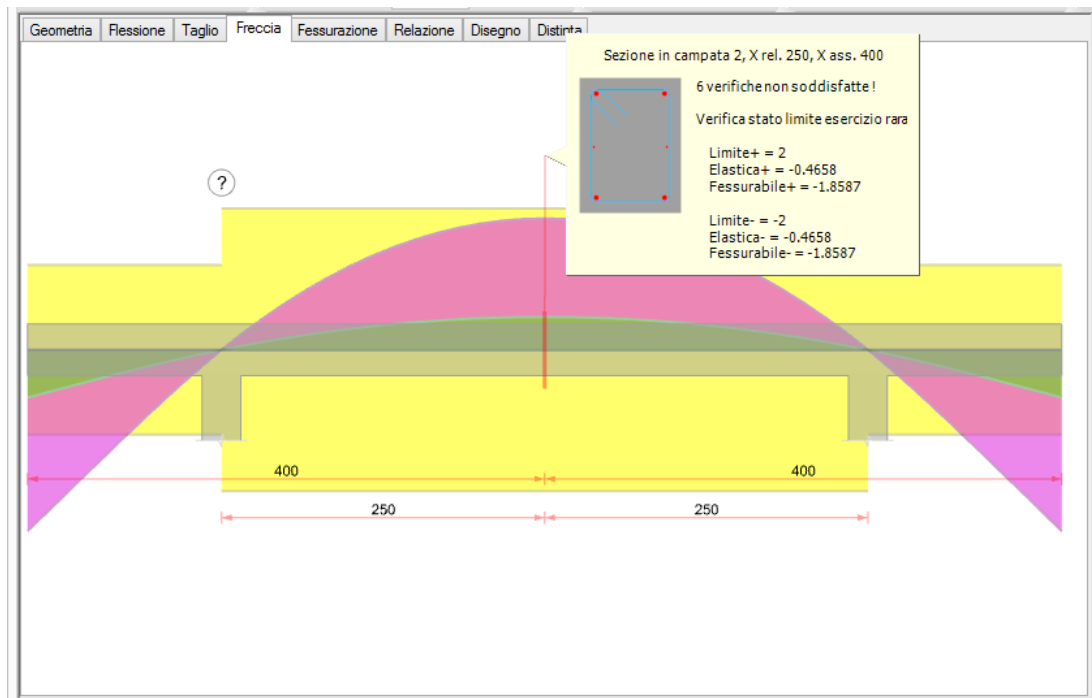
3.4.1 Modalità con sezione ideale omonegeizzata

La modalità prevede l'impiego del reale rapporto dei moduli per la determinazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni. Una sezione è considerata fessurata se in combinazione rara è superata la resistenza media a trazione del calcestruzzo. In questa ipotesi si adottano le formule [C4.1.11] e [C4.1.12] per la valutazione dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure. Si assume $\beta = 1$ per le combinazioni rare e frequenti; $\beta = 0.5$ per la combinazione quasi permanente. In combinazione quasi permanente il modulo elastico del calcestruzzo è assunto pari a:
 $E_{c,eff} = E_c / (1 + \varphi)$

3.5 ESAME DEI RISULTATI

3.5.1 Combinazione rara





Mezzeria della campata a sezione interamente reagente

Inerzia della sezione $J=40^3 \cdot 30 / 12 = 160000 \text{ cm}^4$

$F = -Ml^2 / (8EJ)$

$F = -750000 \cdot 500^2 / (8 \cdot 314471 \cdot 160000) = 0.461 \text{ cm}$

Punta della mensola a sezione interamente reagente

Inerzia della sezione $J=40^3 \cdot 30 / 12 = 160000 \text{ cm}^4$

Rotazione della sezione di appoggio $Rot = Ml / (2EJ)$

$M = 5000 \cdot 150 = 750000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

$Rot = 750000 \cdot 500 / (2 \cdot 314471 \cdot 160000) = 0.0037265 \text{ rad}$

Freccia della punta della mensola pensata incastrata alla estremità $Fi = Pl^3 / (3EJ)$

$Fi = 5000 \cdot 150^3 / (3 \cdot 314471 \cdot 160000) = 0.1118 \text{ cm}$

$F = 0.0037265 \cdot 150 + 0.1118 = 0.671 \text{ cm}$

Caratteristiche inerziali della sezione omogeneizzata

$Es/Eec = 6.68$

$H = 40 \text{ b} = 30 \text{ As} = Ai = 4.02 \text{ cm}^2 \text{ cs} = ci = 4.6 \text{ cm}$

Sezione interamente reagente

$J_{reagente} = 160000 + 2 \cdot 4.02 \cdot 6.68 \cdot (20 - 4.6)^2 = 172732 \text{ cm}^4$

$W = 172732 / 20 = 8637 \text{ cm}^3$

$f_{ctm} = 25.58 \text{ daN/cm}^2$

Momento che produce la fessurazione $M_{fess} = 8637 \cdot 25.58 = 220930 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

Sezione interamente fessurata

Distanza asse neutro bordo compresso $x = 6.86 \text{ cm}$

$S = 6.86^2 \cdot 30 \cdot .5 + 4.02 \cdot 6.68 \cdot (6.86 - 4.6) - 4.02 \cdot 6.68 \cdot (40 - 6.68 - 4.6) = 706 + 60.7 - 771 = \sim 0$

$J_{fessurata} = 6.86^3 \cdot 30 / 3 + (4.02 \cdot 6.68) \cdot [(6.86 - 4.6)^2 + (40 - 6.68 - 4.6)^2] = 3228 + 26.854 \cdot [.33 + 824.8] = 25387 \text{ cm}^4$

Mezzeria della campata a sezione fessurata

$\beta = M_{fess} / M = 220930 / 750000 = 0.295$

$c = 1$

$\zeta = 1 - c \cdot \beta^2 = 0.913$

Inerzia della sezione $J = 0.913 \cdot 25387 + (1 - 0.913) \cdot 172732 = 38197 \text{ cm}^4$

$F = -Ml^2 / (8EJ)$

$F = -750000 \cdot 500^2 / (8 \cdot 314471 \cdot 38197) = -1.951 \text{ cm}$

Punta della mensola a sezione fessurata

Inerzia della sezione in campata $J = 38197 \text{ cm}^4$

Rotazione della sezione di appoggio $Rot = Ml / (2EJ)$

$M = 5000 \cdot 150 = 750000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$

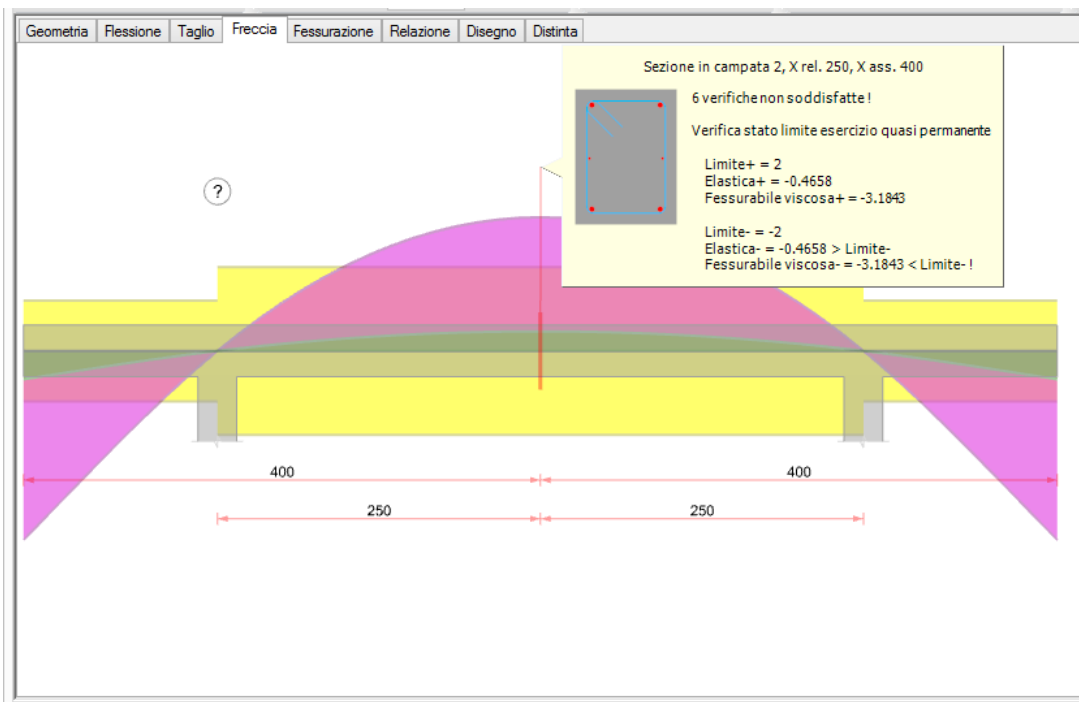
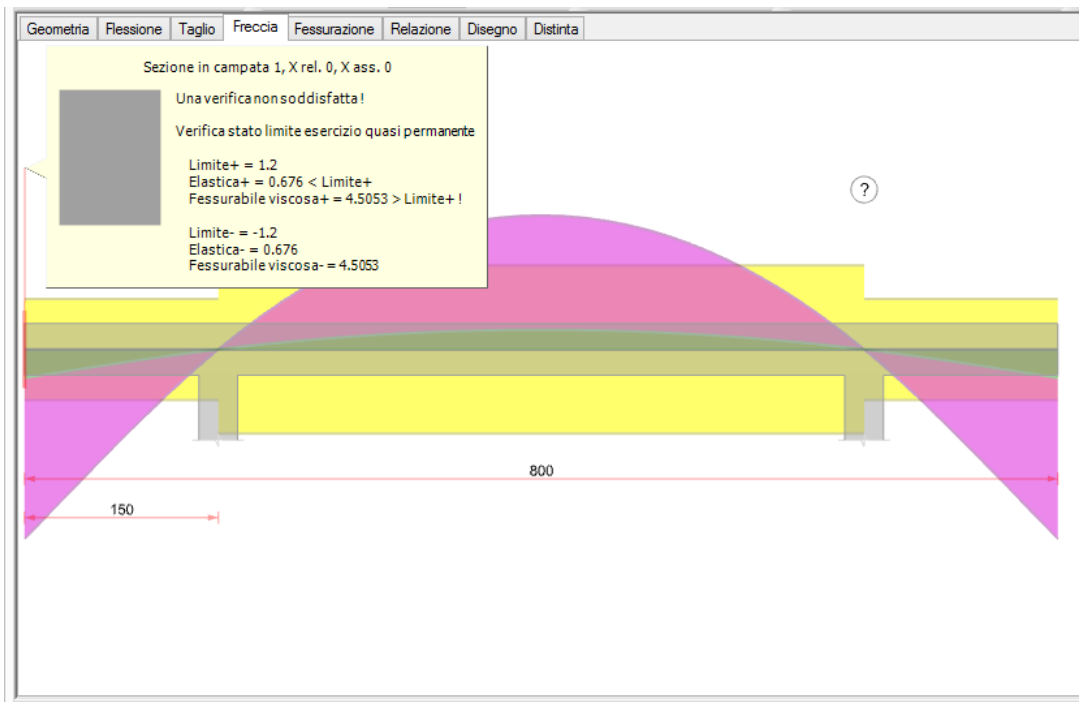
$Rot = 750000 \cdot 500 / (2 \cdot 314471 \cdot 38197) = 0.0156 \text{ rad}$

La inerzia delle sezioni della mensola viene assunta per semplicità pari alla media dei valori estremi:

$J_{mensola} = (38197 + 172732) \cdot .5 = 105464$

Freccia della punta della mensola pensata incastrata alla estremità $F_i = \frac{PI^3}{(3EJ)}$
 $F_i = 5000 \cdot 150^3 / (3 \cdot 314471 \cdot 105464) = 0.1696 \text{ cm}$
 $F = 0.0156 \cdot 150 + 0.1696 = 2.51 \text{ cm}$

3.5.2 Combinazione Quasi permanente



In assenza di carichi variabili le deformazioni a sezione interamente reagente sono le medesime della combinazione rara.

$E_{c,eff} = E_c / (1 + \phi) = 314471 / (1 + 2) = 104824 \text{ daN/cm}^2$

Caratteristiche inerziali della sezione omogeneizzata

$E_s / E_{c,eff} = 20$

$H = 40 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ $A_s = A_i = 4.02 \text{ cm}^2$ $c_s = c_i = 4.6 \text{ cm}$

Sezione interamente reagente

$J_{reagente} = 160000 + 2 \cdot 4.02 \cdot 20 \cdot (20 - 4.6)^2 = 198135 \text{ cm}^4$

$W = 198135 / 20 = 9907 \text{ cm}^3$

$$f_{ctm}=25.58 \text{ daN/cm}^2$$

Sezione interamente fessurata

Distanza asse neutro bordo compresso $x=10.24 \text{ cm}$

$$J_{fessurata}=10.24^3 \cdot 30/3 + (4.02 \cdot 20) \cdot [(10.24-4.6)^2 + (40-10.24-4.6)^2] = 10737 + 80.4 \cdot [31.8 + 633] = 64187 \text{ cm}^4$$

Mezzeria della campata a sezione fessurata

$$\beta = M_{fess}/M = 220930 / 750000 = 0.295$$

$$c = 0.5$$

$$\zeta = 1 - c \cdot \beta^2 = 0.957$$

$$\text{Inerzia della sezione } J = 0.957 \cdot 64187 + (1 - 0.957) \cdot 198135 = 70023 \text{ cm}^4$$

$$F = -Ml^2 / (8EJ)$$

$$F = -75000 \cdot 500^2 / (8 \cdot 104824 \cdot 70023) = -3.2 \text{ cm}$$

Punta della mensola a sezione fessurata

Inerzia della sezione in campata $J = 70023 \text{ cm}^4$

Rotazione della sezione di appoggio $\text{Rot} = Ml / (2EJ)$

$$M = 5000 \cdot 150 = 750000 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Rot} = 750000 \cdot 500 / (2 \cdot 104824 \cdot 70023) = 0.0255 \text{ rad}$$

La inerzia delle sezioni della mensola viene assunta per semplicità pari alla media dei valori estremi come proposto da EC2 7.4.3 (7):

$$J_{\text{mensola}} = (70023 + 198135) \cdot 0.5 = 134079 \text{ cm}^4$$

Freccia della punta della mensola pensata incastrata alla estremità $F_i = Pl^3 / (3EJ)$

$$F_i = 5000 \cdot 150^3 / (3 \cdot 104824 \cdot 134978) = 0.399 \text{ cm}$$

$$F = 0.0255 \cdot 150 + 0.399 = 4.224 \text{ cm}$$

3.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

Freccie	Sismicad	Analitico	Scarto
Campata solo cls	-0.466	-0.461	1 %
Campata sez. omogeneizzata comb. Rara (istantanea)	-1.859	-1.951	4.9 %
Campata sez. omogeneizzata comb. Quasi permanente (viscosità esaurita)	-3.185	-3.2	0.3 %
Punta mensola solo cls	0.676	0.671	0.7 %
Punta mensola sez. omogeneizzata comb. Rara (istantanea)	2.567	2.51	2.2%
Punta mensola sez. omogeneizzata comb. Quasi permanente (viscosità esaurita)	4.505	4.224	6.2%

Le differenze riscontrate nella freccia delle mensole a sezione omogeneizzata sono dovute alla semplificazione nella valutazione analitica della inerzia della sezione fessurata.

4 Esempio di gerarchia delle resistenze trave e pilastro in c.a. in classe di duttilità A e B

4.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

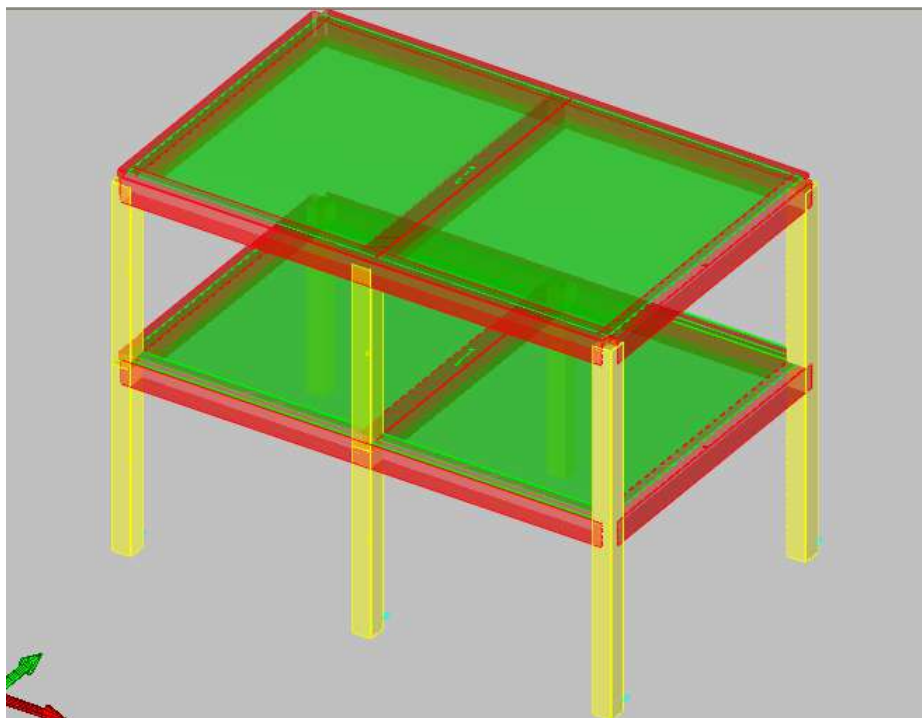
In questo esempio si vuole descrivere come il programma opera la gerarchia delle resistenze per travate e pilastrate in cemento armato di un edificio secondo quanto prescritto dal D.M. 14.01.2008 in classe di duttilità A e B.

4.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

Le directory della commessa di Sismicad 12 relative a questi esempi è *Esempio classe A 2018* e *Esempio classe B 2018* presenti nella cartella “\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA” del profilo utente. Per riprodurre i risultati si consiglia di aprire tali esempi e di rivalidare le verifiche o semplicemente aprire le verifiche senza procedere alla riarmatura degli elementi travi e pilastri altrimenti le armature non sarebbero più quelle dell'esempio. Si utilizzano anche i file di presfile *classeA sezione inferiore.flx*, *classeA sezione superiore.flx*, *classeB sezione inferiore.flx*, *classeB sezione superiore.flx*.

4.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura cui si fa riferimento è rappresentata nella figura sottostante,



Le preferenze di calcolo sono quelle visualizzate di seguito:

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: Padova, via della Pieve 19
 Latitudine ED50 45.4046° (45° 24' 17")
 Longitudine ED50 11.8826° (11° 52' 57")
 Altitudine s.l.m. 18,24 m

Vr: Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0303	2.512	0.21
SLD	Default (63)	50	0.0366	2.542	0.248
SLV	Default (10)	475	0.0819	2.639	0.337
SLC	Default (5)	975	0.1053	2.622	0.352

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Classe di duttilità: CD"A"

Regolarità in pianta:

Regolarità in elevazione:

Edificio C.A.

Tipologia C.A.: Strutture a telaio q0=4.5°au/α1

au/α1 C.A.: Strutture a telaio di un piano au/α1=1.1

Kw: 0.500

Edificio acciaio

Tipologia acciaio: a) Strutture intelaiate q0=5.0°au/α1

au/α1 acciaio: Edifici a un piano au/α1=1.1

Edificio muratura

Tipologia muratura: Costruzioni di muratura ordinaria q0=1.75°au/α1

Edificio legno

Tipologia legno: Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostat.

Edificio C.A.

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di analisi: Lineare dinamica

Rotazione del sisma: deg 0

Quota dello '0' sismico: cm 0

Smorzamento viscoso (%): % Default (5)

Limite spostamenti inter piano: Default (0.0050)

Fattore di comportamento per sisma SLD X: Default (1.50)

Fattore di comportamento per sisma SLD Y: Default (1.50)

Fattore di comportamento per sisma SLD Z: Default (1.00)

Fattore di comportamento per sisma SLV X: Default (4.95)

Fattore di comportamento per sisma SLV Y: Default (4.95)

Fattore di comportamento per sisma SLV Z: Default (1.50)

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo: SLV

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default: Default (1.000)

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default: Default (1.000)

Ometti G2 per combinazioni di default:

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Categoria del suolo: A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

SLO

Ss orizzontale SLO: Default (1.00)

Tb orizzontale SLO: Default (0.070)

Tc orizzontale SLO: Default (0.210)

Td orizzontale SLO: Default (1.721)

SLD

Ss orizzontale SLD: Default (1.00)

Tb orizzontale SLD: Default (0.083)

Tc orizzontale SLD: Default (0.248)

Td orizzontale SLD: Default (1.747)

SLV

Ss orizzontale SLV: Default (1.00)

Tb orizzontale SLV: Default (0.112)

Tc orizzontale SLV: Default (0.337)

Td orizzontale SLV: Default (1.528)

SLC

Ss orizzontale SLC: Default (1.00)

Tb orizzontale SLC: Default (0.117)

Tc orizzontale SLC: Default (0.352)

Td orizzontale SLC: Default (2.021)

Verticale

Ss verticale: Default (1.00)

Tb verticale: Default (0.050)

Tc verticale: Default (0.150)

Td verticale: Default (1.000)

Categoria topografica: T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione

S: Default (1.00)

OK Annulla

Si analizzano nel seguito le verifiche della trave a piano 1 a due campate (filì 1-5), della trave centrale ad una campata (filì 3-4) e del pilastro che sostiene le due travi sopra citate (filò 3).

4.4 ESAMI DEI RISULTATI PER LA CLASSE A

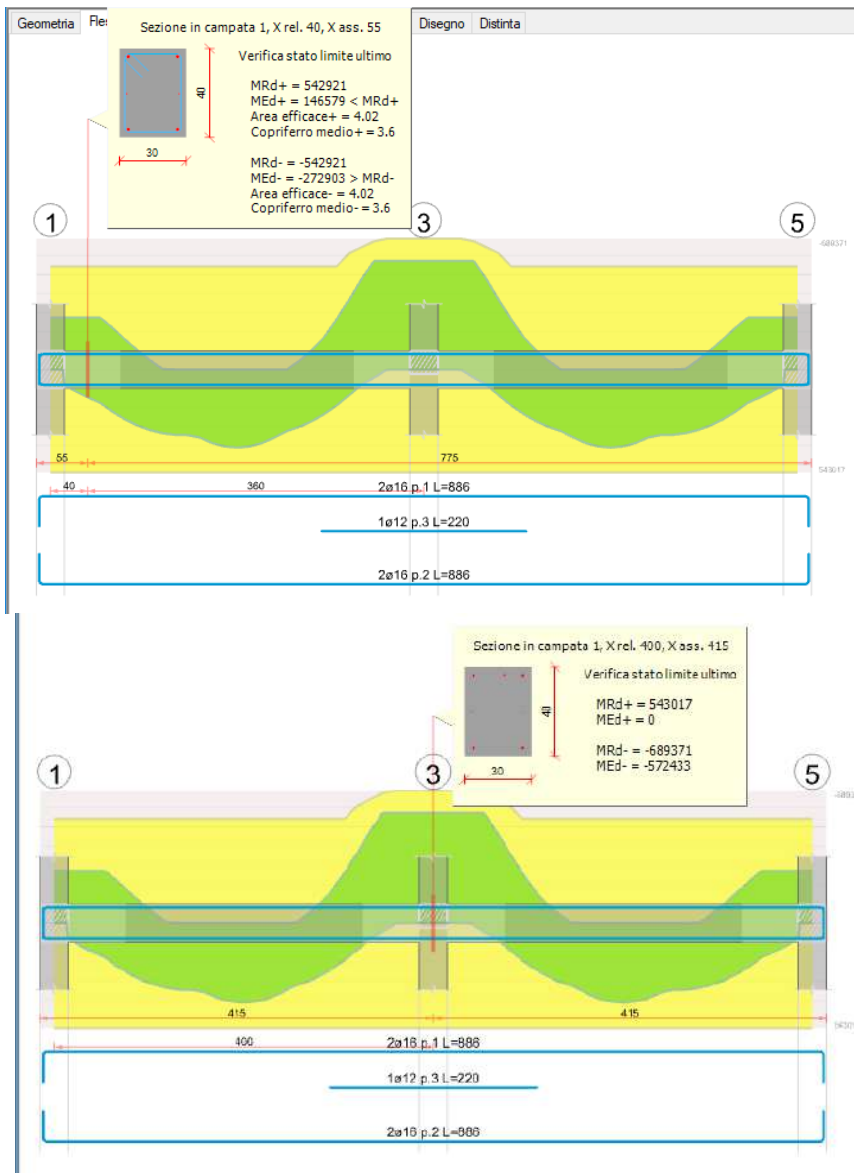
4.4.1 Travi a due campate 1° piano filì 1-5 classe A

La trave è caricata dai seguenti carichi gravitazionali uniformi nelle combinazioni sismiche:

peso proprio	3 daN/cm
pesi strutturali	8.125 daN/cm
permanenti portati	15 daN/cm
variabili* $\psi_2 = 5 \cdot 3$	1.5 daN/cm

per un totale di 27.625 daN/cm

Visualizziamo la verifica della trave e interroghiamo i momenti resistenti della stessa in campata ed in asse all'appoggio centrale.



Pertanto il momento resistente inferiore della trave è pari a 543017 daN*cm mentre il momento resistente superiore della trave è pari a 689371 daN*cm.

Valutiamo manualmente nella campata selezionata in figura i tagli prodotti dai momenti resistenti alle estremità:

La luce netta della campata è di 370 cm.

$$\text{Ved neg.} = 1.2 * (542921 + 689570) / 370 = 3997.3 \text{ daN}$$

$$\text{Ved pos.} = 1.2 * (542921 + 543017) / 370 = 3522 \text{ daN}$$

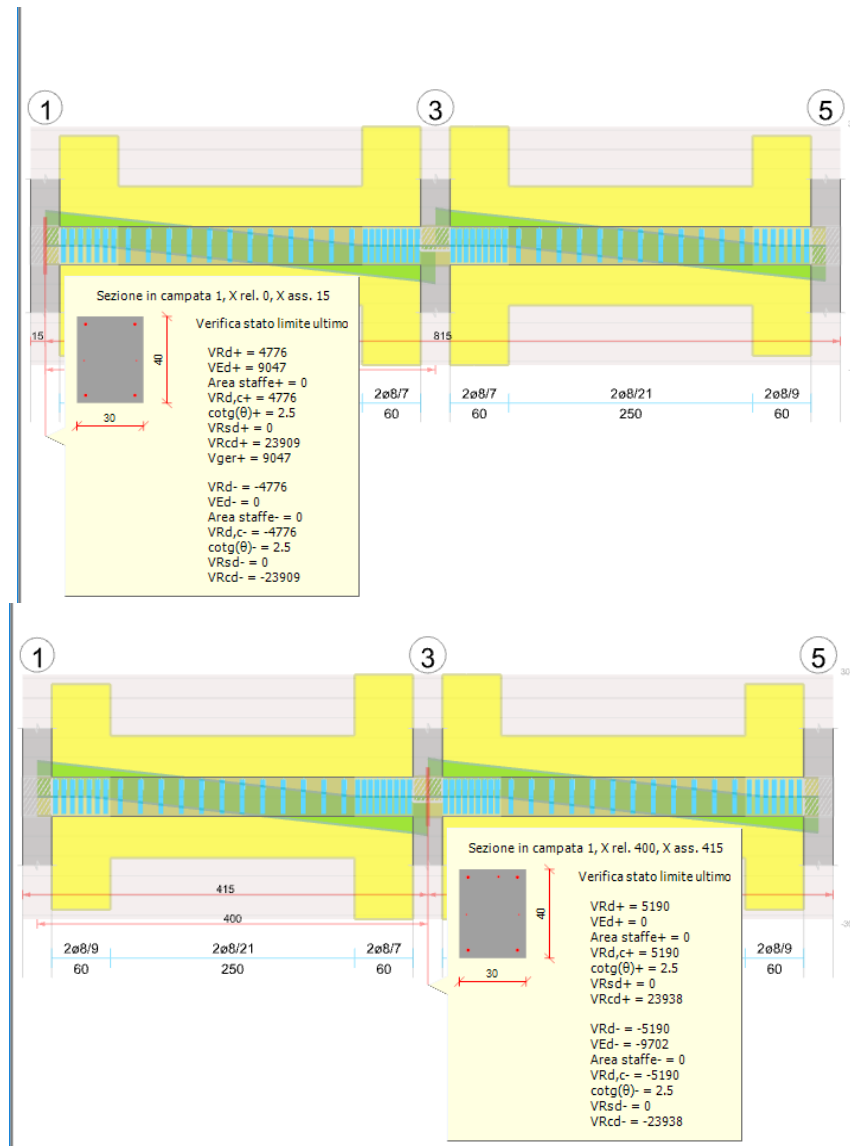
Il taglio di verifica all'appoggio sinistro della prima campata valutato manualmente è:

$$27.625 * 400 / 2 + 3522 = 9047 \text{ daN}$$

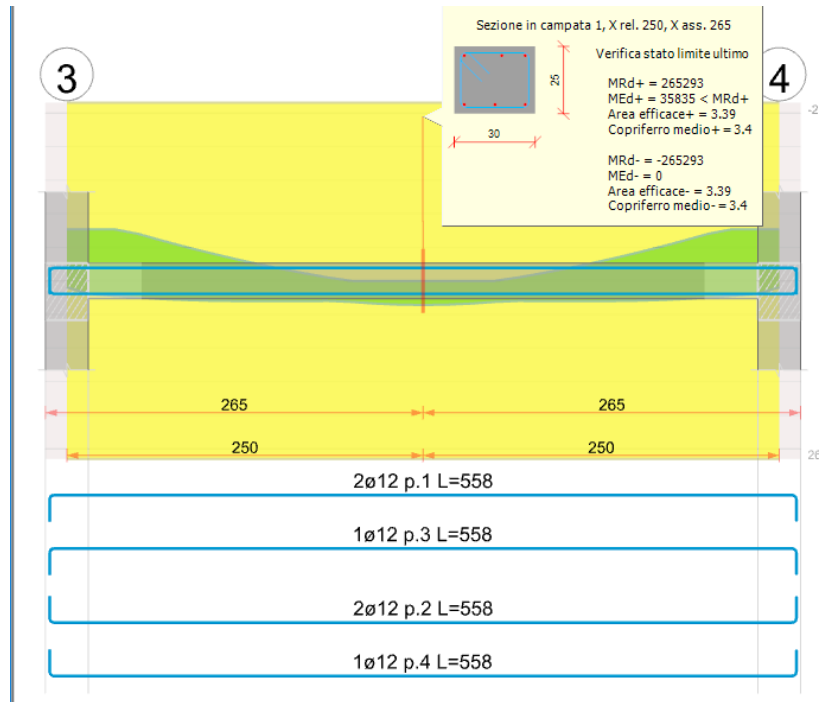
Il taglio di verifica all'appoggio destro della prima campata valutato manualmente è:

$$27.625 * 400 / 2 + 3997.3 = 9522 \text{ daN}$$

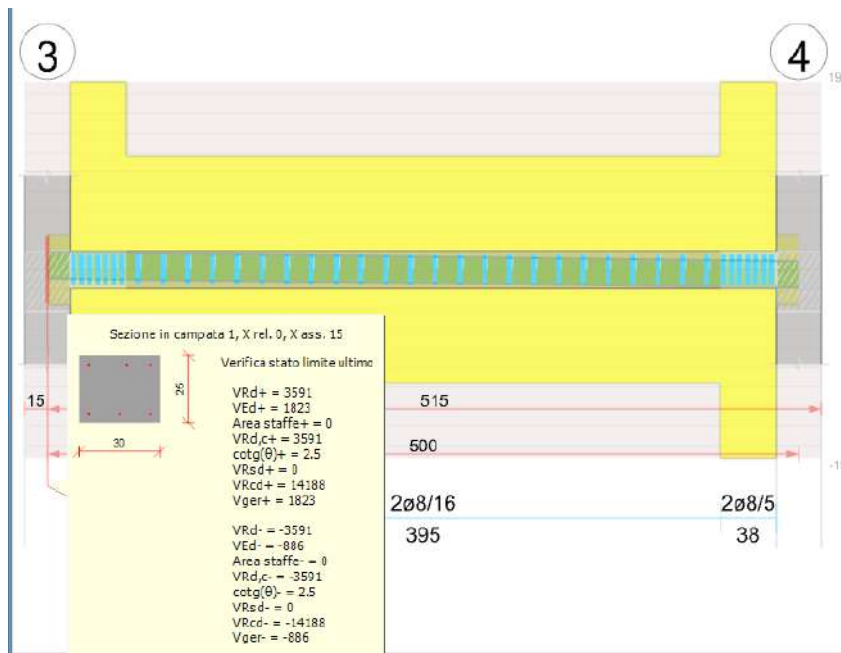
Andando ad analizzare la verifica a taglio in una sezione si trova quanto riportato nella immagine seguente:



4.4.2 Trave di spina ad una campata 1° piano fili 3-4 classe A

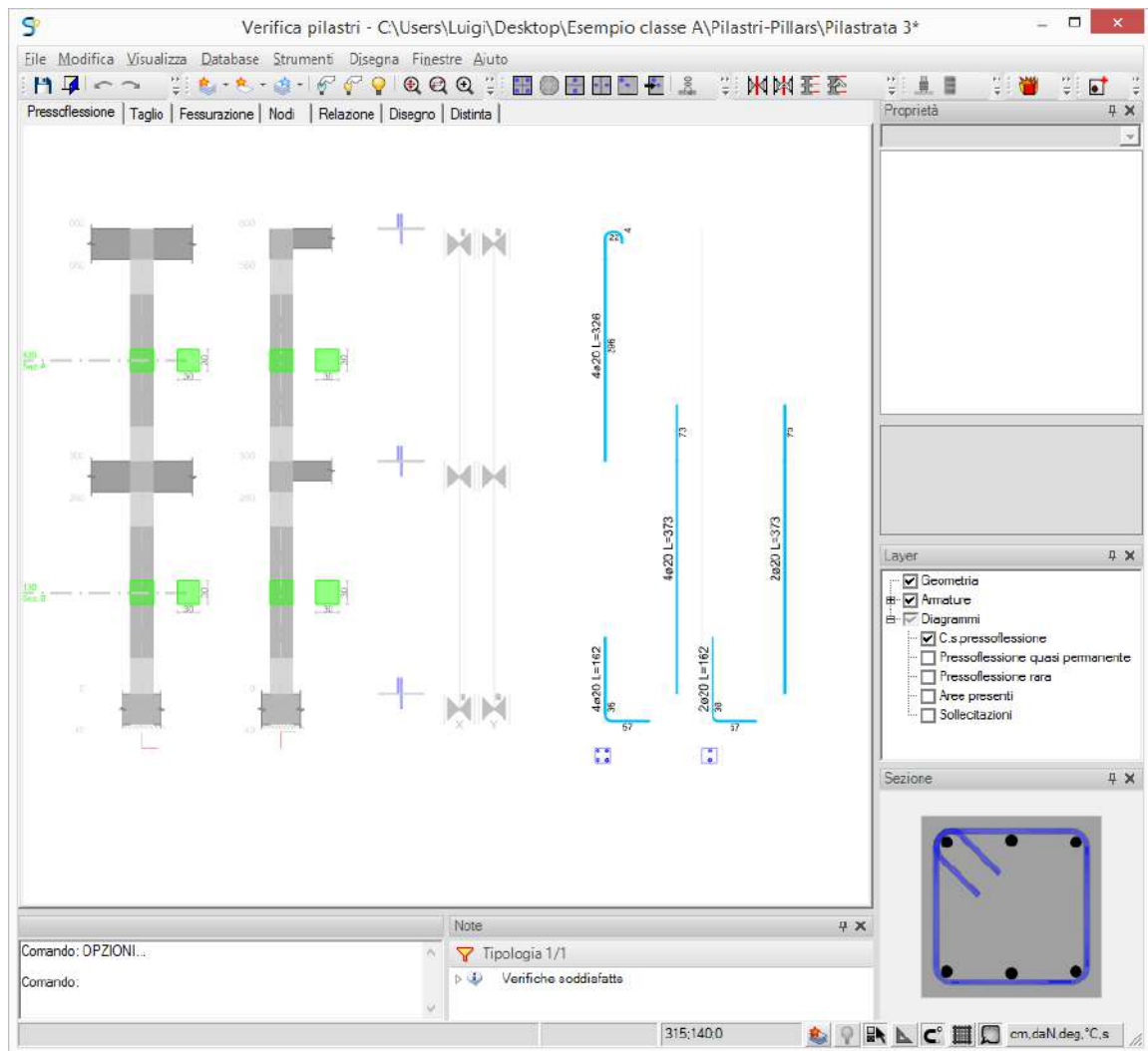


I momenti resistenti sono costanti superiormente ed inferiormente e pari a 265479 daN*cm. Andando ad analizzare la verifica a taglio in una sezione si trova quanto riportato nella immagine seguente:



La luce netta della campata è di 470 cm. I tagli derivanti dai momenti resistenti secondo il punto 7.4.4.1.1 della norma valutati dal programma sono quindi: $1.2 \cdot 265479 \cdot 2 / 470 = 1356$ daN. La trave è caricata dal solo peso proprio di $.25 \cdot .3 \cdot 2500 = 1.875$ daN/m per cui il taglio di verifica è: $1.875 \cdot 250 + 1356 = 1824$ daN

4.4.3 Pilastro interno a filo 3 classe A; verifica a pressoflessione



Estratto della relazione di calcolo relativo alla gerarchia delle resistenze

Verifiche della gerarchia resistenza nodi trave-pilastro D.M. 17-01-18 NTC In combinazioni SLV, $\gamma_{rd} = 1,3$

Verifica	Angolo	$\gamma_{rd} * \Sigma(M_{b,rd})$	Verifica	$\Sigma(M_{c,rd})$	$M_{c,inf}$	$M_{c,sup}$	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
280	0	1602104	<	1786845	918741	868105	1.115	SLV 11		Si
280	90	344881	<	1971323	1048661	922662	5.716	SLV 11		Si
280	180	1602104	<	1786845	918741	868105	1.115	SLV 11		Si

I momenti resistenti nelle travi sono desunti dalla verifica precedente.

La somma dei momenti resistenti nelle travi longitudinali è:

$$\gamma_{rd} * \Sigma M_{b,RdY} = 1.3 * (543017 + 689371) = 1602104 \text{ daN*cm.}$$

Con riferimento alla trave di spina si ha:

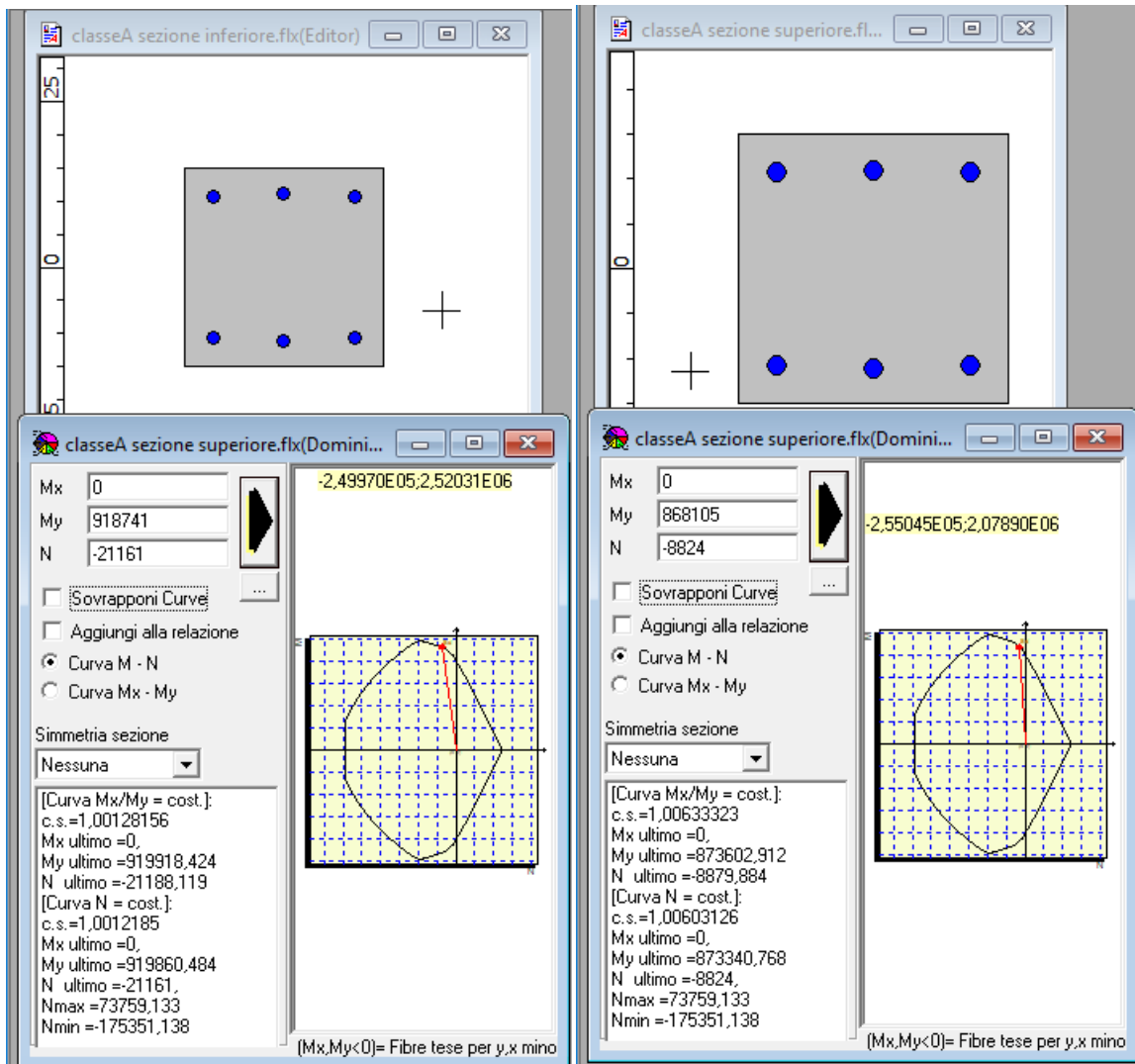
$$\gamma_{rd} * M_{b,RdX} = 1.3 * 265293 = 344881 \text{ daN*cm}$$

Gli sforzi normali nella combinazione slv11 sono:

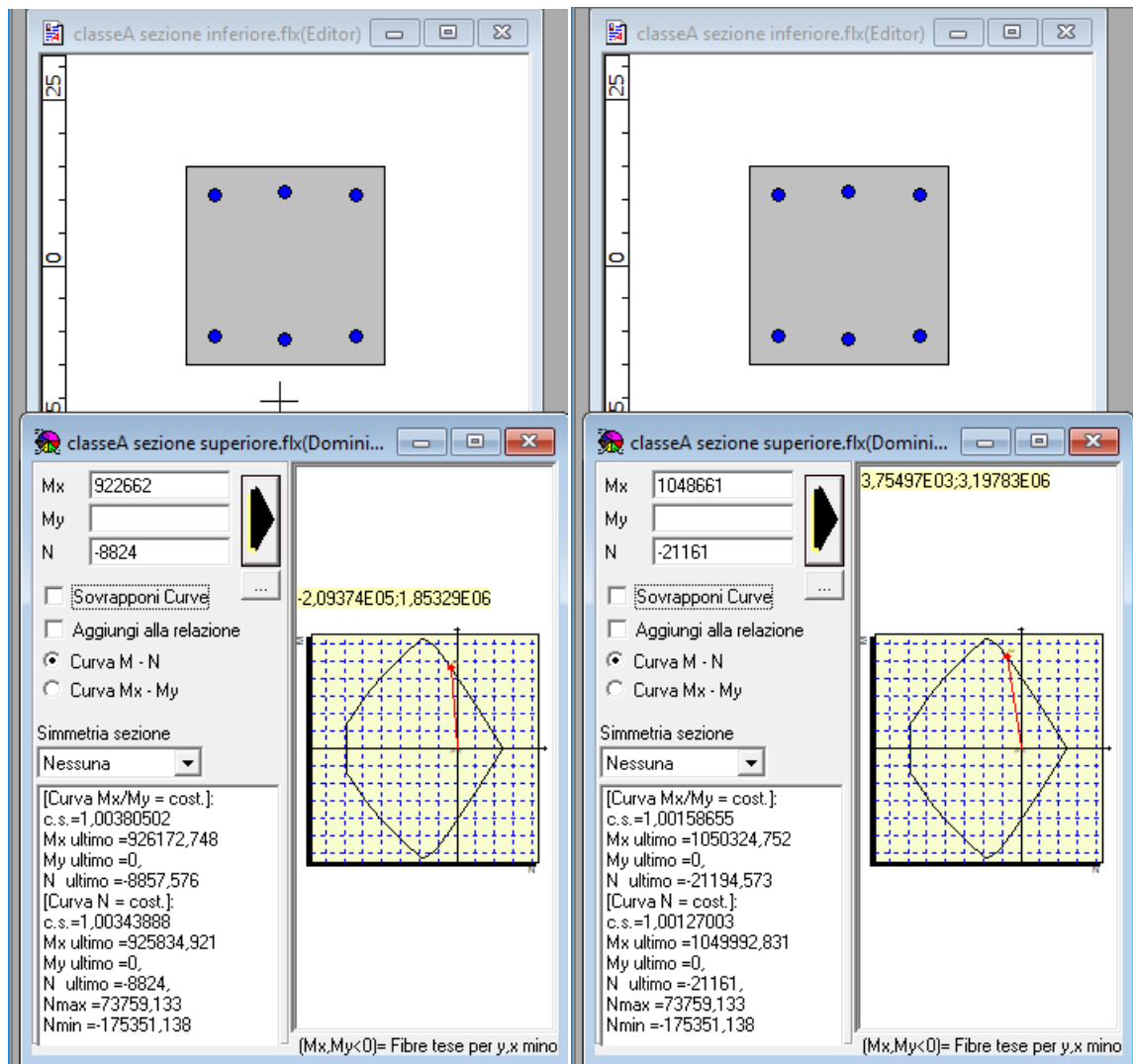
sezione superiore $N_{sup} = -8824 \text{ daN}$

sezione inferiore $N_{inf} = -21161 \text{ daN}$

I momenti resistenti del pilastro in combinazione 11 si valutano con il programma presfle.



Somma dei momenti Mx resistenti: $\Sigma(Mc,rd)=918741+868105=1786846$ daN*cm
 Valore esposto in relazione $\Sigma(Mc,rd)= 1786845$ daN*cm



Somma dei momenti My resistenti: $\Sigma(Mc,rd)=1048661+922662=1971323 \text{ daN*cm}$

Valore esposto in relazione $\Sigma(Mc,rd)= 1971323 \text{ daN*cm}$

4.4.4 Pilastro interno a filo 3 classe A; verifica a taglio

Estratto della relazione di calcolo relativa alla verifica a taglio in SLV.

Verifica a taglio in famiglia SLV

Quota	Staffe	Direzione X									Direzione Y						Verifica	
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot		c.s.
0	2X/2Y ø10/9	9194	-	SLV 11-Ger.	6281	27652	24716	1.75	2.69	10566	-	SLV 5-Ger.	6414	27967	25095	1.75	2.38	Si
29	2X/2Y ø10/9	9194	-	SLV 11-Ger.	6273	27652	24706	1.75	2.69	10566	-	SLV 5-Ger.	6405	27967	25085	1.75	2.37	Si
58	2X/2Y ø10/11.3	9194	-	SLV 11-Ger.	6264	25723	22590	2.05	2.46	10566	-	SLV 5-Ger.	6397	26016	22936	2.05	2.17	Si
87	2X/2Y ø10/11.3	9194	-	SLV 11-Ger.	6256	25723	22580	2.05	2.46	10566	-	SLV 5-Ger.	6389	26016	22926	2.05	2.17	Si
116	2X/2Y ø10/11.3	9194	-	SLV 11-Ger.	6247	25723	22570	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6380	26016	22916	2.05	2.17	Si
144	2X/2Y ø10/11.3	9194	-	SLV 11-Ger.	6239	25723	22560	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6372	26016	22906	2.05	2.17	Si
173	2X/2Y ø10/11.3	9194	-	SLV 11-Ger.	6231	25723	22550	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6363	26016	22896	2.05	2.17	Si
202	2X/2Y ø10/11.3	9194	-	SLV 11-Ger.	6222	25723	22540	2.05	2.45	10566	-	SLV 5-Ger.	6355	26016	22886	2.05	2.17	Si
231	2X/2Y ø10/9	9194	-	SLV 11-Ger.	6214	27652	24630	1.75	2.68	10566	-	SLV 5-Ger.	6346	27967	25008	1.75	2.37	Si
260	2X/2Y ø10/9	9194	-	SLV 11-Ger.	6206	27652	24620	1.75	2.68	10566	-	SLV 5-Ger.	6338	27967	24998	1.75	2.37	Si
300	2X/2Y ø10/9	7598	-8977	SLV 5-Ger.	4632	26072	23240	1.65	3.06	7874	-8977	SLV 5-Ger.	4670	26369	23504	1.65	2.99	Si
329	2X/2Y ø10/9	7598	-8913	SLV 5-Ger.	4623	26072	23229	1.65	3.06	7874	-8913	SLV 5-Ger.	4662	26369	23493	1.65	2.98	Si
358	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8848	SLV 5-Ger.	4615	24468	21268	1.95	2.8	7874	-8848	SLV 5-Ger.	4654	24747	21511	1.95	2.73	Si

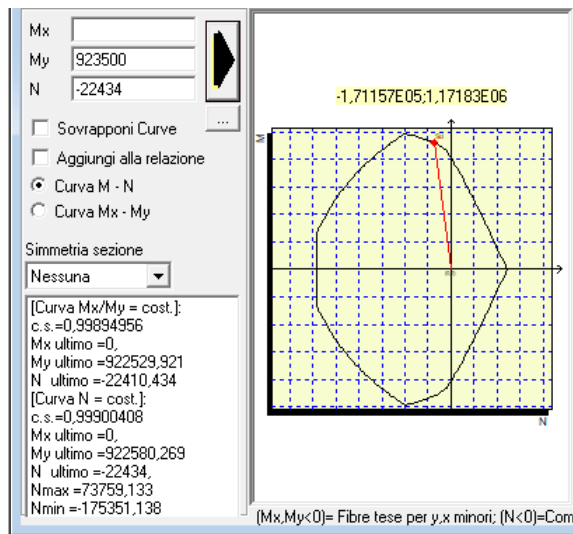
Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
387	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8783	SLV 5- Ger.	4607	24468	21258	1.95	2.8	7874	-8783	SLV 5- Ger.	4607	24468	21258	1.95	2.7	Si
416	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8718	SLV 5- Ger.	4598	24468	21248	1.95	2.8	7874	-8718	SLV 5- Ger.	4598	24468	21248	1.95	2.7	Si
444	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8653	SLV 5- Ger.	4590	24468	21238	1.95	2.8	7874	-8653	SLV 5- Ger.	4590	24468	21238	1.95	2.7	Si
473	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8588	SLV 5- Ger.	4582	24468	21228	1.95	2.79	7874	-8588	SLV 5- Ger.	4582	24468	21228	1.95	2.7	Si
502	2X/2Y ø10/11.3	7598	-8523	SLV 5- Ger.	4573	24468	21217	1.95	2.79	7874	-8523	SLV 5- Ger.	4573	24468	21217	1.95	2.69	Si
531	2X/2Y ø10/9	7598	-8458	SLV 5- Ger.	4565	26072	23151	1.65	3.05	7874	-8458	SLV 5- Ger.	4565	26072	23151	1.65	2.94	Si
560	2X/2Y ø10/9	7598	-8395	SLV 5- Ger.	4557	26072	23140	1.65	3.05	7874	-8395	SLV 5- Ger.	4557	26072	23140	1.65	2.94	Si

Il taglio di verifica dipende dai momenti resistenti del pilastro valutati a pressoflessione retta indipendentemente nelle due direzioni secondo quanto previsto al punto 7.4.4.2.1.

I valori dei momenti resistenti sono valutati con il programma presfle.

Per il momento My in combinazione 11 con sforzi normali Nsup=-21161 daN si ha Mc,rdy=918741 daN*cm

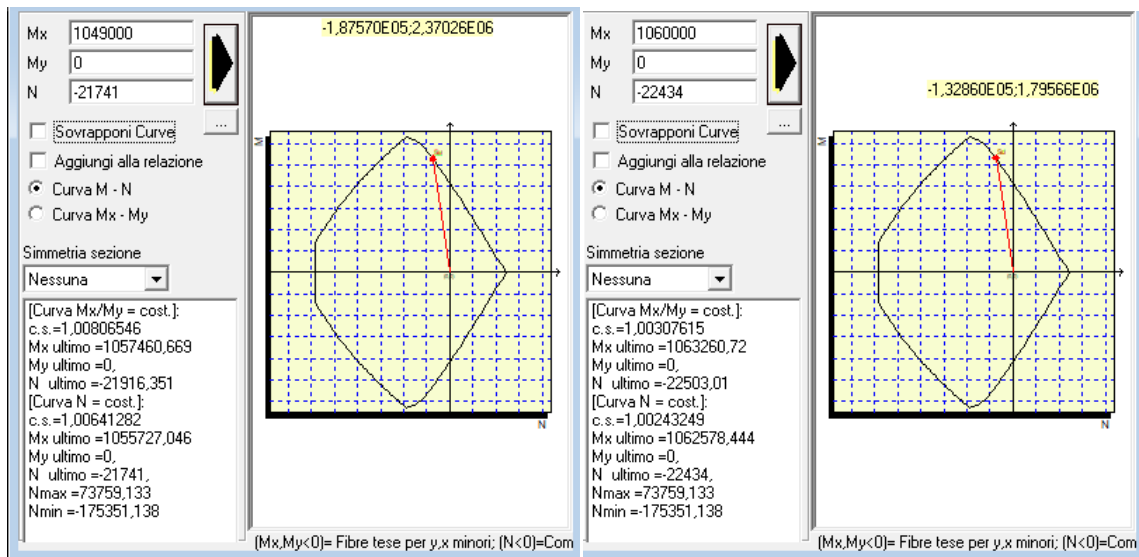
Con Ninf=-21854 si ha Mc,rdx=923500 daN*cm



Da cui $Ved_x = 1.3 * (923500 + 918741) / 260 = 9211$ daN

Valore esposto in relazione $Ved_x = 9194$ daN

Per il momento Mx in combinazione 5 con sforzi normali Nsup=-21741 daN e Ninf=-22434 daN si ha:



Da cui $Ved_y = 1.3 * (1060000 + 1049000) / 260 = 10545$ daN

Valore esposto in relazione $Ved_y = 10566$ daN

4.5 ESAMI DEI RISULTATI PER LA CLASSE B

Viene mantenuto lo stesso edificio esaminato precedentemente con le medesime armature. Partendo dalla commessa precedente è stata cambiata solo la classe di duttilità, è stato risolto il nuovo modello e sono state rivalidate le verifiche dei c.a.

4.5.1 Travi a due campate 1° piano fili 1-5 classe B

Visualizziamo la verifica della trave e interroghiamo i momenti resistenti della stessa.

I momenti resistenti sono i medesimi della classe A come risulta dalle immagini.

Valutiamo manualmente nella campata selezionata in figura i tagli prodotti dai momenti resistenti alle estremità:

La luce netta della campata è di 370 cm.

Ved neg. = $1.1 \cdot (542921 + 689570) / 370 = 3664$ daN

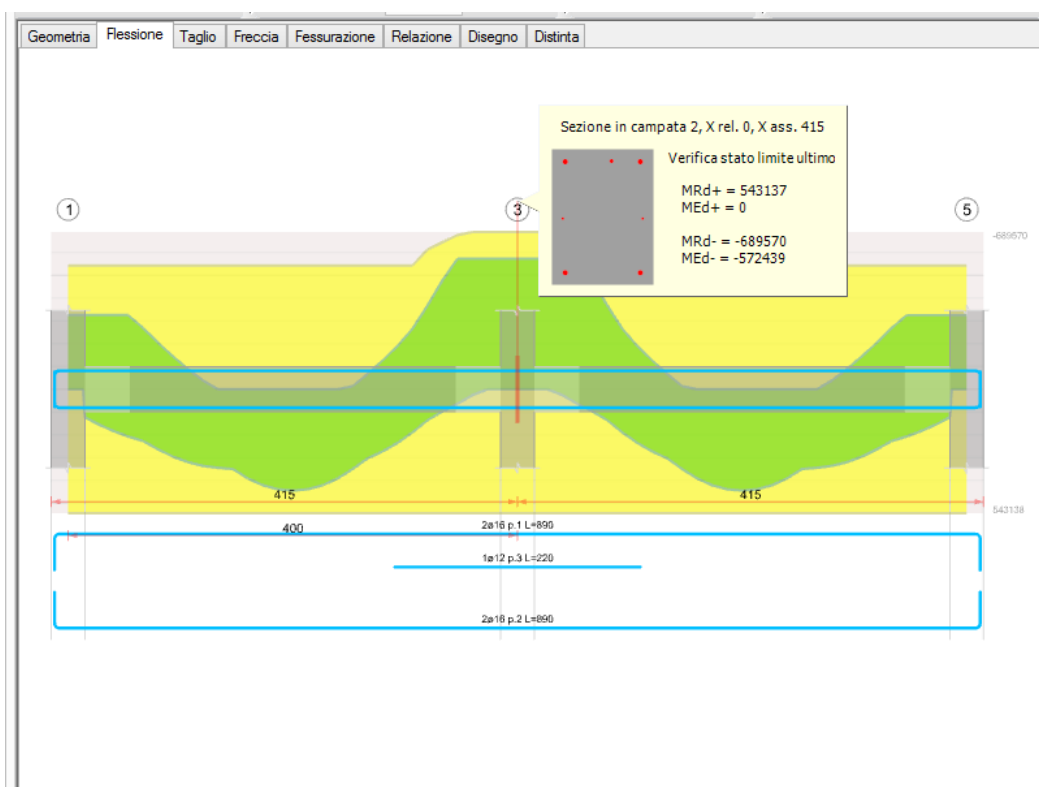
Ved pos. = $1.1 \cdot (542921 + 543017) / 370 = 3229$ daN

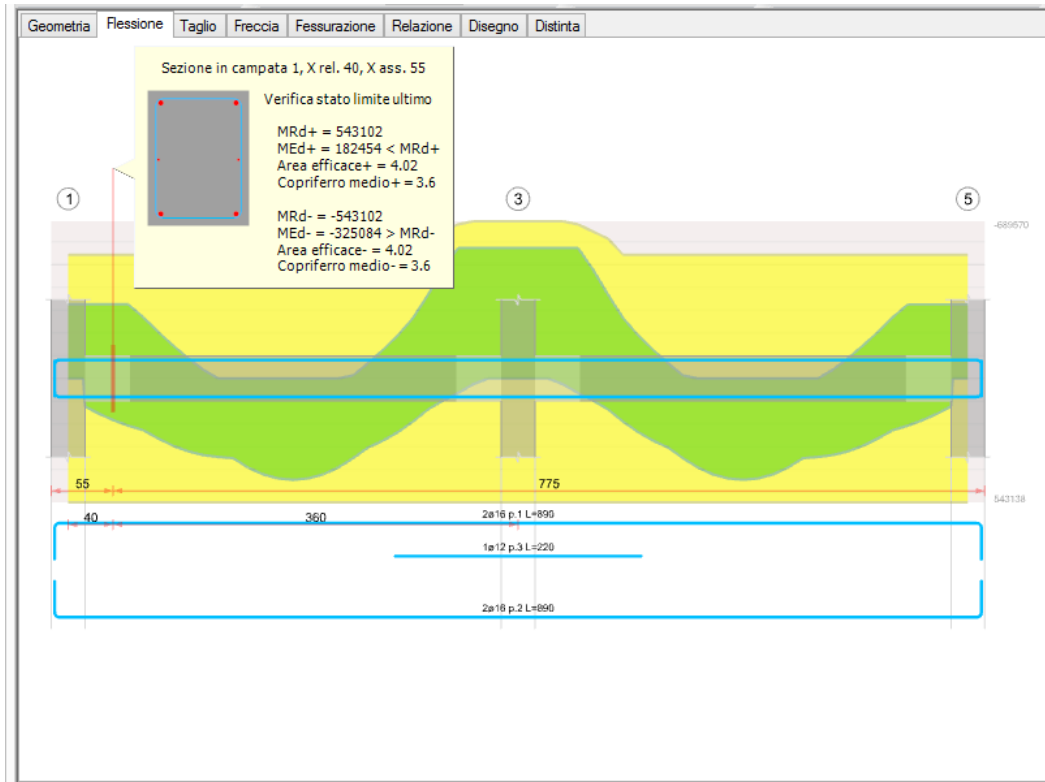
Il taglio di verifica all'appoggio sinistro della prima campata valutato manualmente è:

$27.625 \cdot 400 / 2 + 3229 = 8754$ daN

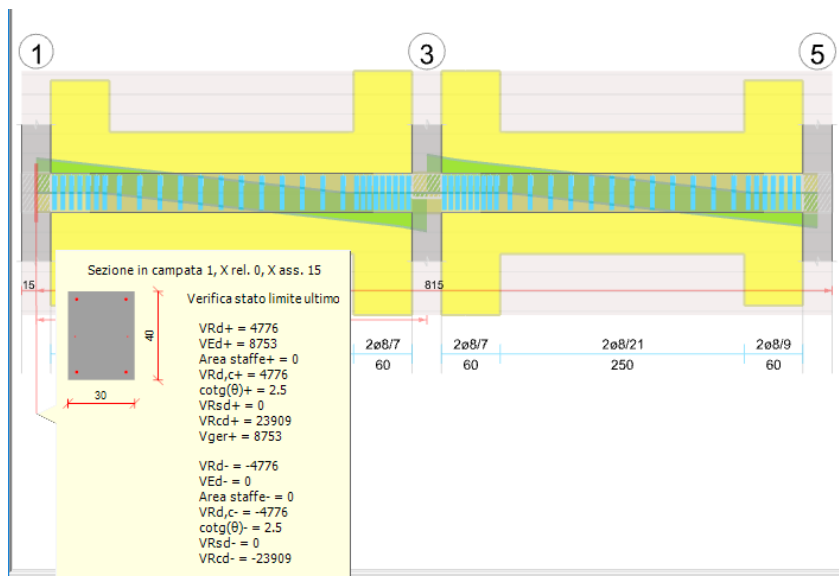
Il taglio di verifica all'appoggio destro della prima campata valutato manualmente è:

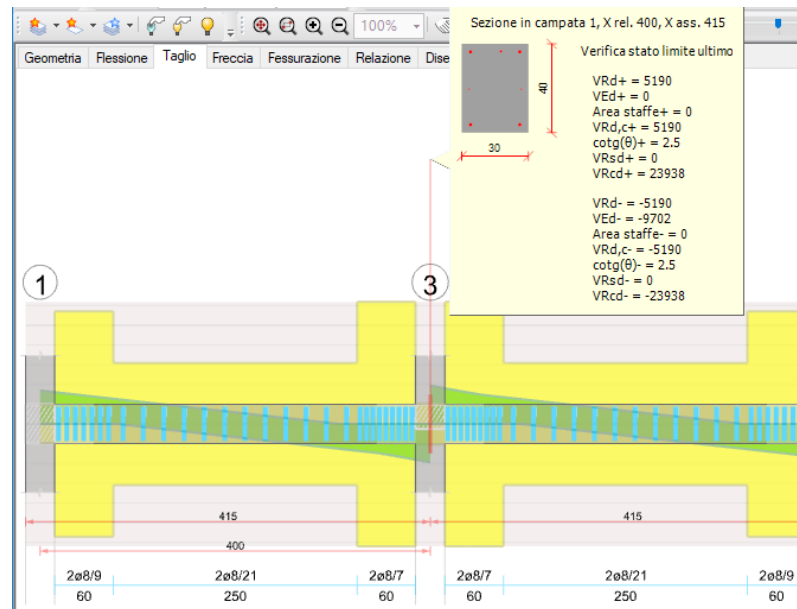
$27.625 \cdot 400 / 2 + 3331.6 = 9189$ daN



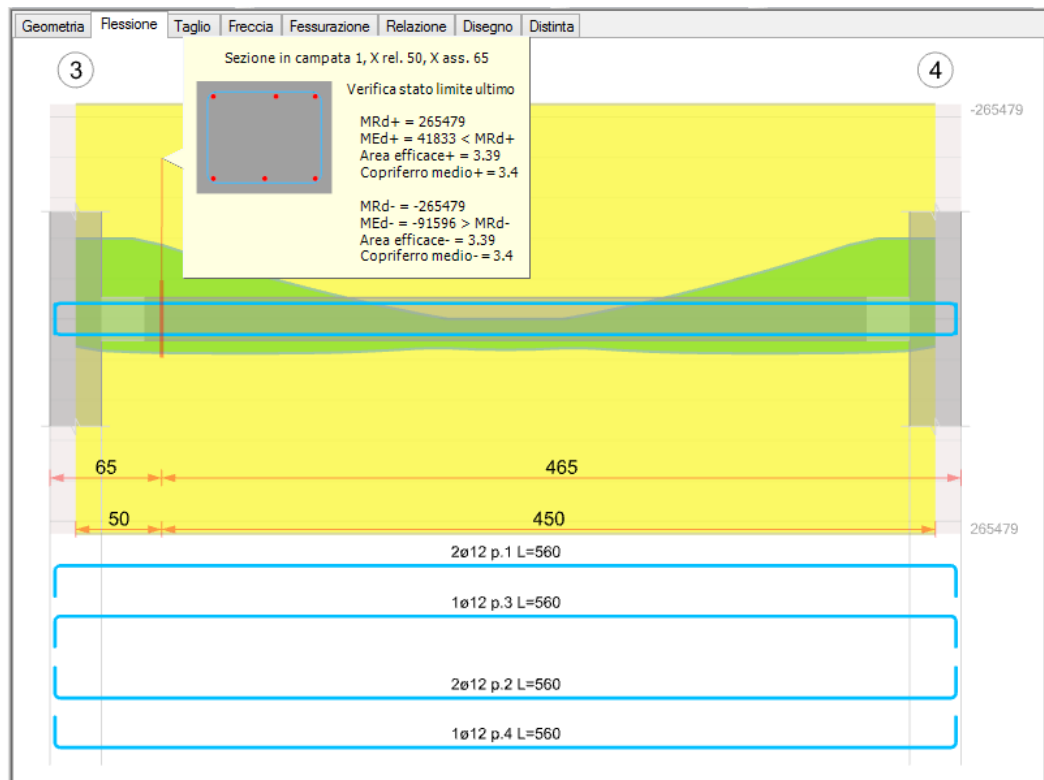


Andando ad analizzare la verifica a taglio nelle due sezioni si trovano i valori calcolati manualmente.



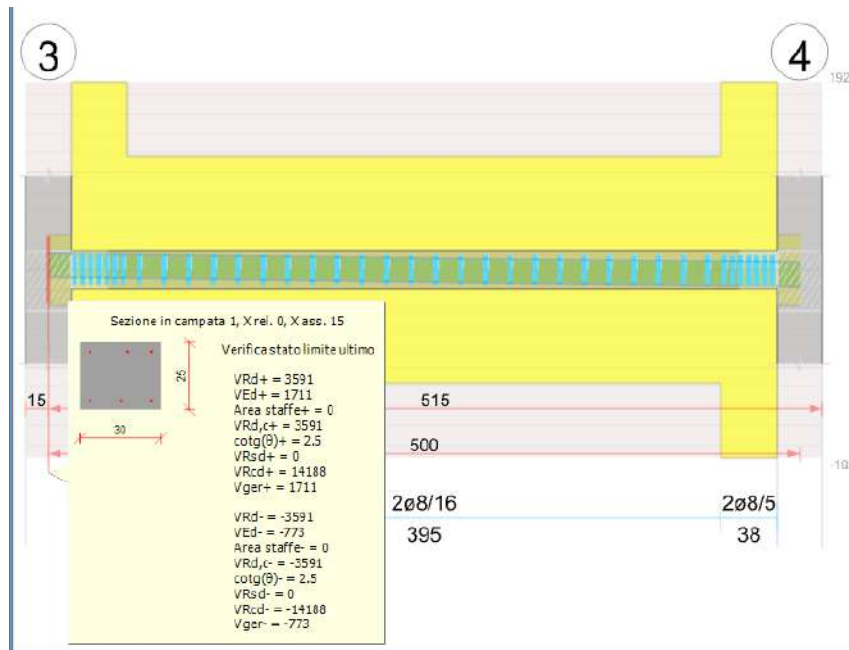


4.5.2 Trave di spina ad una campata 1° piano fili 3-4 classe B



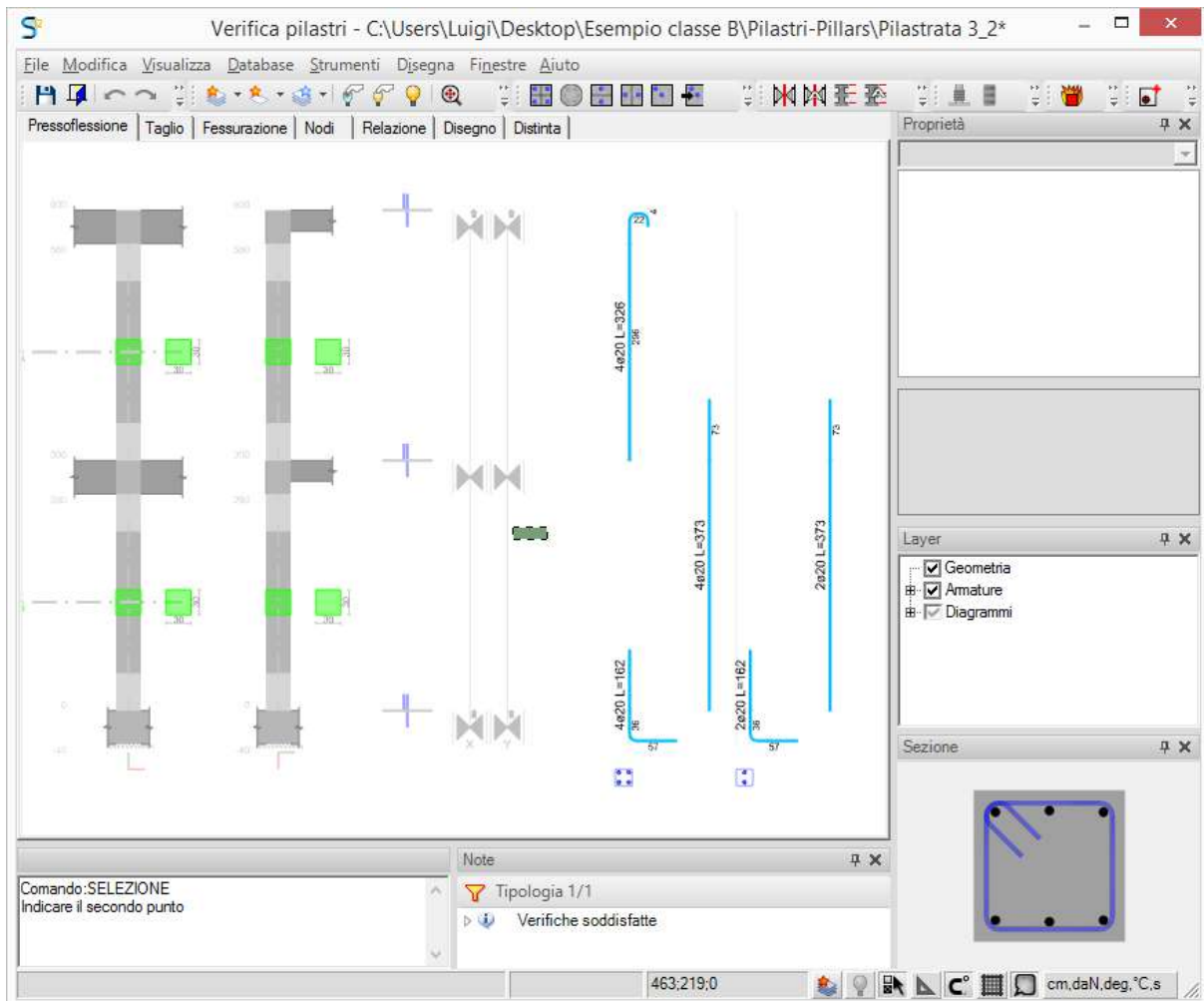
I momenti resistenti sono costanti superiormente ed inferiormente, uguali al caso in classe A, e pari a 264579 daN*cm.

Andando ad analizzare la verifica a taglio in una sezione si trova quanto riportato nella immagine seguente:



I tagli derivanti dai momenti resistenti secondo il punto 7.4.4.1.1 della norma valutati dal programma sono quindi: $1.1 \cdot 265479 \cdot 2 / 470 = 1243$ daN
 La trave è caricata dal solo peso proprio di $.25 \cdot .3 \cdot 2500 = 1.875$ daN/m per cui il taglio di verifica è:
 $1.875 \cdot 250 + 1243 = 1712$ daN

4.5.3 Pilastro interno a filo 3 classe B; verifica a pressoflessione



Estratto della relazione di calcolo relativo alla gerarchia delle resistenze

Verifiche della gerarchia resistenza nodi trave-pilastro D.M. 17-01-18 NTC In combinazioni SLV, $\gamma_{rd} = 1,3$

Verifica	Angolo	$\gamma_{rd} * \Sigma(M_{b,rd})$	Verifica	$\Sigma(M_{c,rd})$	Mc,inf	Mc,sup	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
280	0	1602104	<	1786201	918430	867771	1,115	SLV 11		Si
280	90	344881	<	1969530	1047349	922181	5,711	SLV 11		Si
280	180	1602104	<	1786201	918430	867771	1,115	SLV 11		Si

I momenti resistenti nelle travi sono desunti dalla verifica precedente.

La somma dei momenti resistenti nelle travi longitudinali è:

$$\gamma_{rd} * \Sigma M_{b,Rdy} = 1.3 * (543017 + 689371) = 1602104 \text{ daN*cm.}$$

Con riferimento alla trave di spina si ha:

$$\gamma_{rd} * M_{b,Rdx} = 1.3 * 265293 = 344881 \text{ daN*cm}$$

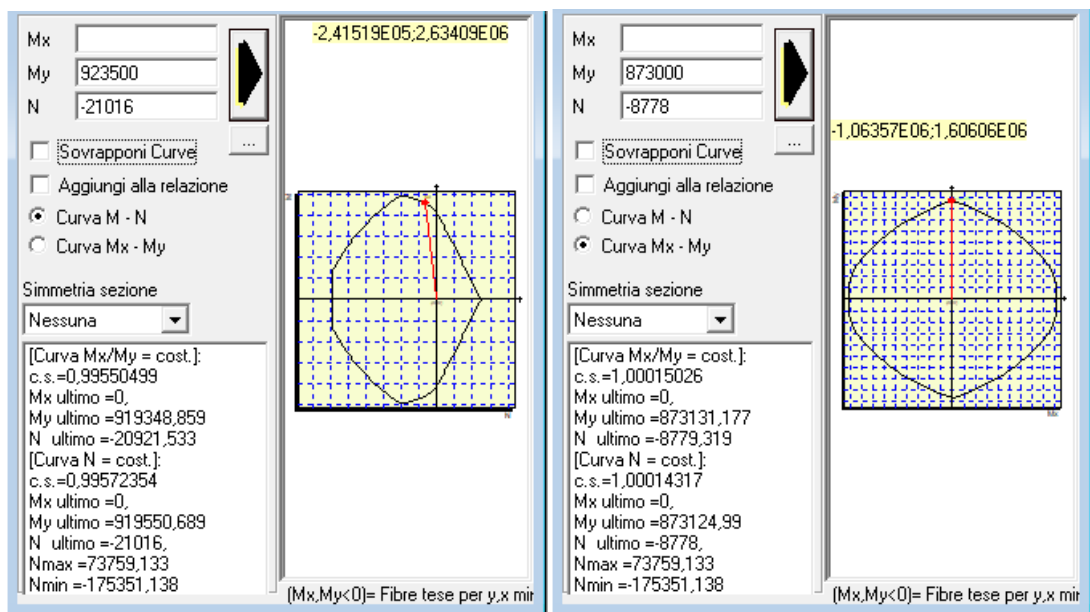
Gli sforzi normali nella combinazione 11 sono:

sezione superiore $N_{sup} = -8778 \text{ daN}$

sezione inferiore $N_{inf} = -21016 \text{ daN}$

I momenti resistenti del pilastro in combinazione 11 si valutano con il programma presfle.

Momenti My:



La somma dei momenti resistenti è $\Sigma(M_{c,rdy}) = 923500 + 873000 = 1796500 \text{ daN*cm}$

Valore esposto in relazione $\Sigma(M_{c,rdy}) = 1786201 \text{ daN*cm}$

La somma dei momenti resistenti è $\Sigma(M_{c,rdx}) = 925000 + 1048000 = 1973000 \text{ daN*cm}$

Valore esposto in relazione $\Sigma(M_{c,rdx}) = 1969530 \text{ daN*cm}$

4.5.4 Pilastro interno classe B; verifica a taglio

Estratto della relazione di calcolo relativa alla verifica a taglio in SLV.

Verifica a taglio in famiglia SLV

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
0	2X/2Y ø10/11.3	7777	-	SLV 11- Ger.	6262	25914	22587	2.05	2.9	8951	-	SLV 5- Ger.	6433	26209	22978	2.05	2.57	Si
43	2X/2Y ø10/11.3	7777	21663	SLV 11- Ger.	6250	25914	22572	2.05	2.9	8951	22533	SLV 5- Ger.	6420	26209	22963	2.05	2.57	Si
87	2X/2Y ø10/21.3	7792	-	SLV 5- Ger.	6349	16731	19856	2.5	2.15	8951	-	SLV 5- Ger.	6407	16921	20082	2.5	1.89	Si
130	2X/2Y ø10/21.3	7792	22339	SLV 5- Ger.	6336	16731	19843	2.5	2.15	8951	22339	SLV 5- Ger.	6395	16921	20069	2.5	1.89	Si
173	2X/2Y ø10/21.3	7792	-	SLV 5- Ger.	6324	16731	19830	2.5	2.15	8951	-	SLV 5- Ger.	6382	16921	20056	2.5	1.89	Si
217	2X/2Y ø10/11.3	7777	22241	SLV 11- Ger.	6200	25914	22513	2.05	2.89	8951	22241	SLV 5- Ger.	6369	26209	22903	2.05	2.56	Si
260	2X/2Y ø10/11.3	7782	21177	SLV 15- Ger.	6226	25914	22545	2.05	2.9	8951	22046	SLV 5- Ger.	6357	26209	22888	2.05	2.56	Si
300	2X/2Y ø10/11.3	6432	21385	SLV 5- Ger.	4637	24650	21296	1.95	3.31	6666	21950	SLV 5- Ger.	4676	24931	21538	1.95	3.23	Si

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y						Verifica		
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd		Cot	c.s.
343	2X/2Y ø10/11.3	6432	-8926	SLV 5-Ger.	4625	24650	21281	1.95	3.31	6666	-8926	SLV 5-Ger.	4664	24931	21523	1.95	3.23	Si
387	2X/2Y ø10/21.3	6432	-8829	SLV 5-Ger.	4612	16731	18060	2.5	2.6	6666	-8829	SLV 5-Ger.	4612	16731	18060	2.5	2.51	Si
430	2X/2Y ø10/21.3	6432	-8731	SLV 5-Ger.	4600	16731	18047	2.5	2.6	6666	-8731	SLV 5-Ger.	4600	16731	18047	2.5	2.51	Si
473	2X/2Y ø10/21.3	6432	-8634	SLV 5-Ger.	4587	16731	18034	2.5	2.6	6666	-8634	SLV 5-Ger.	4587	16731	18034	2.5	2.51	Si
517	2X/2Y ø10/11.3	6432	-8536	SLV 5-Ger.	4575	24650	21220	1.95	3.3	6666	-8536	SLV 5-Ger.	4575	24650	21220	1.95	3.18	Si
560	2X/2Y ø10/11.3	6432	-8440	SLV 5-Ger.	4562	24650	21204	1.95	3.3	6666	-8440	SLV 5-Ger.	4562	24650	21204	1.95	3.18	Si

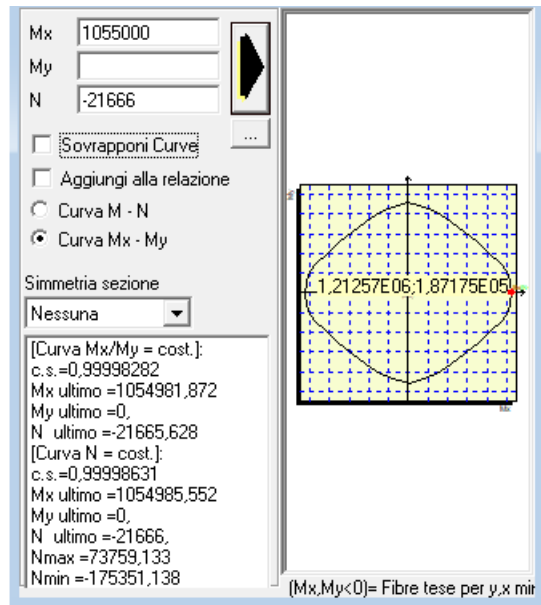
Il taglio di verifica dipende dai momenti resistenti del pilastro valutati a pressoflessione retta indipendentemente nelle due direzioni secondo quanto previsto al punto 7.4.4.2.1.

Per la sezione superiore con sforzo normale $N_{sup} = -21016$ in comb. Sv11 i momenti resistenti sono stati valutati in precedenza:

$M_{rdx} = 1048000$ daN*cm

$M_{rdy} = 923500$ daN*cm

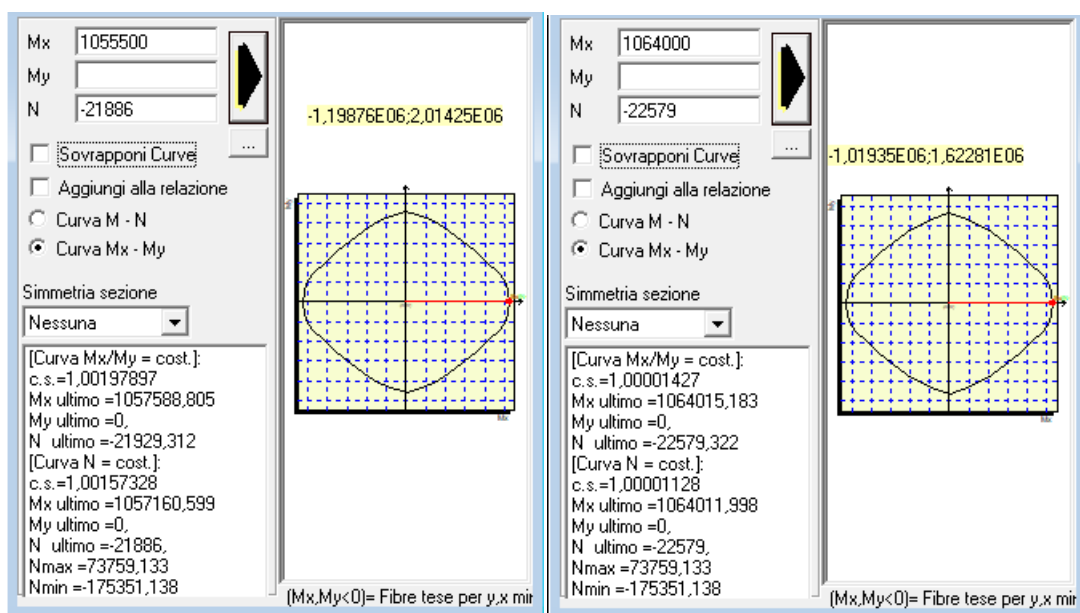
Per la sezione inferiore con sforzo normale $N_{inf} = -21666$ i valori dei momenti resistenti sono valutati con il programma presfle.



Momenti M_x valutati per lo sforzo normale in comb. Slv5:

$N_{sup} = -21886$ daN

$N_{inf} = -22579$



Da cui:

$$Vedx = 1.1 \cdot (923500 + 919500) / 260 = 7797 \text{ daN}$$

Valore esposto in relazione $Vedx = 7777 \text{ daN}$

$$Vedy = 1.1 \cdot (1055500 + 1064000) / 260 = 8967 \text{ daN}$$

Valore esposto in relazione $Vedy = 8951 \text{ daN}$

4.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI IN CLASSE A

	Sismicad	Analitico	Scarto
Taglio sinistro campata 1-3	9048 daN	9047 daN	0 %
Taglio destro per trave 1-3	9523 daN	9522 daN	0 %
Taglio agli appoggi per trave 3-4	1824 daN	1824 daN	0 %
$\Sigma M_{c,rd} X$	1786846 daN*cm	1786845 daN*cm	0%
$\Sigma M_{c,rd} Y$	1971323 daN*cm	1971323 daN*cm	0 %
Taglio y da momenti per pilastro 3	8951 daN	8967 daN	0.18%
Taglio x da momenti per pilastro 3	7777 daN	7797 daN	0.26%

4.7 RIEPILOGO DEI RISULTATI IN CLASSE B

	Sismicad	Analitico	Scarto
Taglio sinistro campata 1-3	8753 daN	8754 daN	0.01 %
Taglio agli appoggi per trave 3-4	1711 daN	1712 daN	0.06 %
$\Sigma M_{c,rd} X$	1969530 daN*cm	1973000 daN*cm	0.18%
$\Sigma M_{c,rd} Y$	1786201 daN*cm	1796500 daN*cm	0.58 %
Taglio X da momenti per pilastro 3	7782 daN	7782 daN	0.%
Taglio Y da momenti per pilastro 3	8911 daN	8911 daN	0 %

5 Verifica solaio

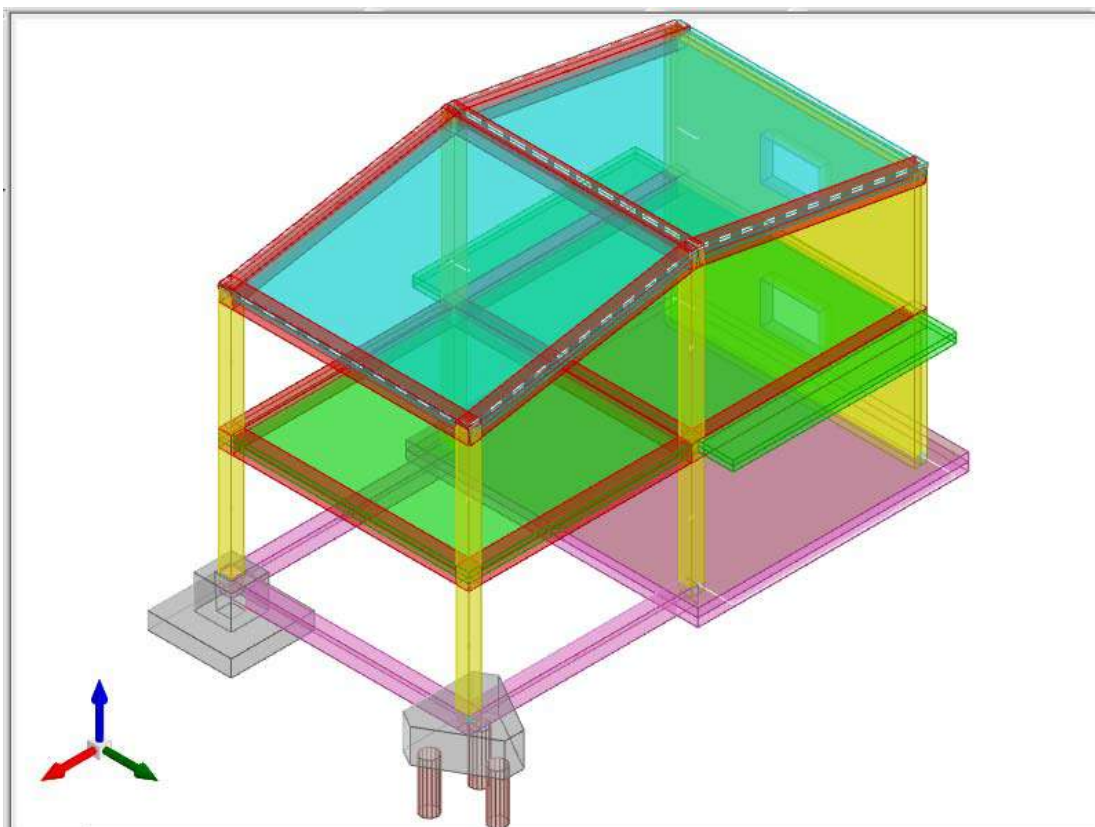
5.1 GENERALITÀ

Per verificare l'attendibilità dei risultati forniti dal programma si è svolto un esempio in cui i calcoli sono stati condotti manualmente tramite formule note.

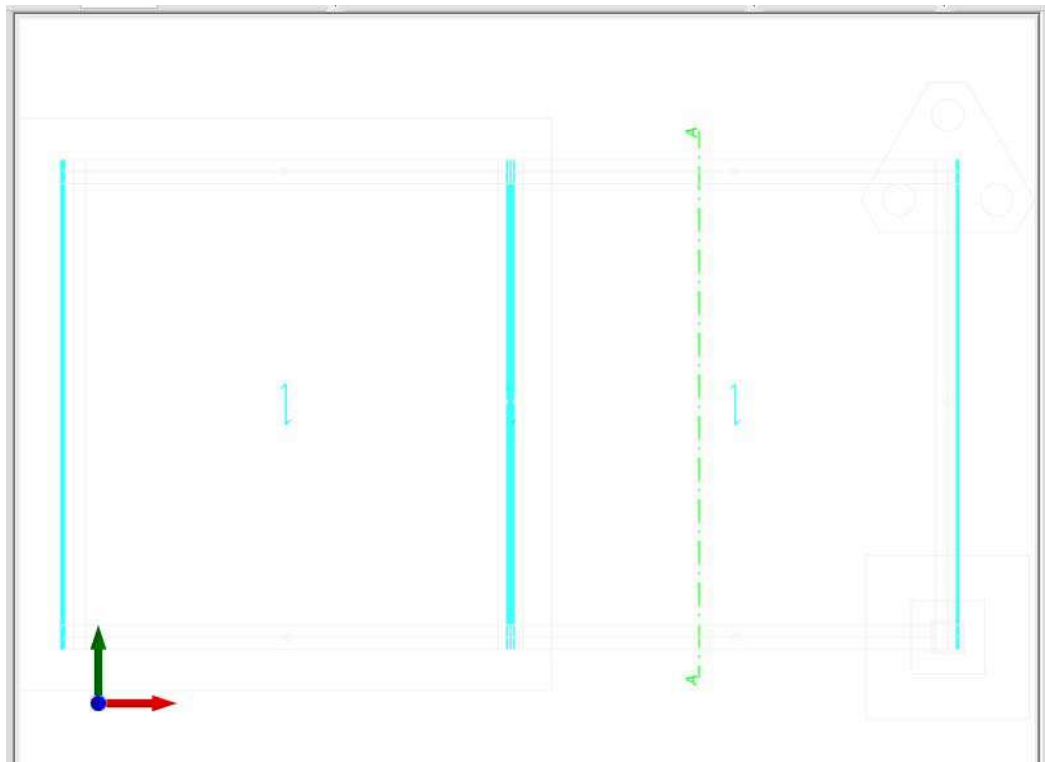
5.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Verifica solaio 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 – CA*" del profilo utente.

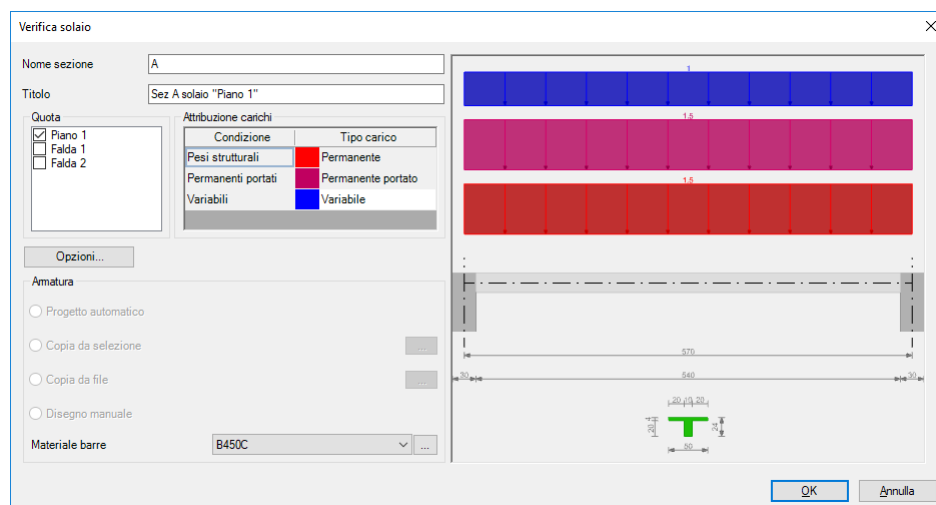
5.3 VERIFICA



Con il comando Verifica solaio si seleziona in pianta la zona da verificare. La sezione selezionata è indicata in figura.

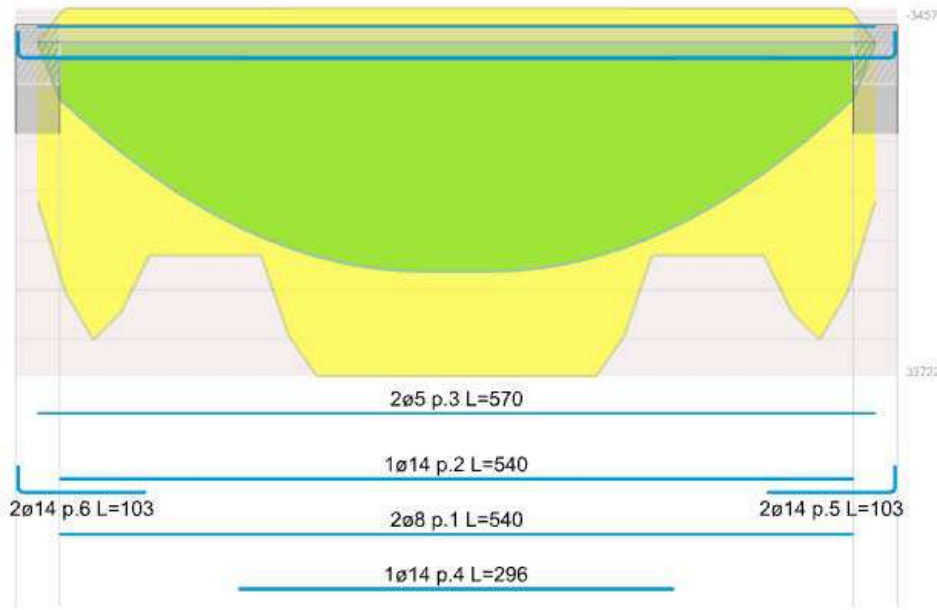


Effettuata la selezione in pianta appare il dialogo di figura in cui si seleziona il piano interessato dalla verifica e viene visualizzato lo schema statico adottato comprensivo dei carichi.



Abbandonando il dialogo si entra nell'ambiente di verifica del solaio.

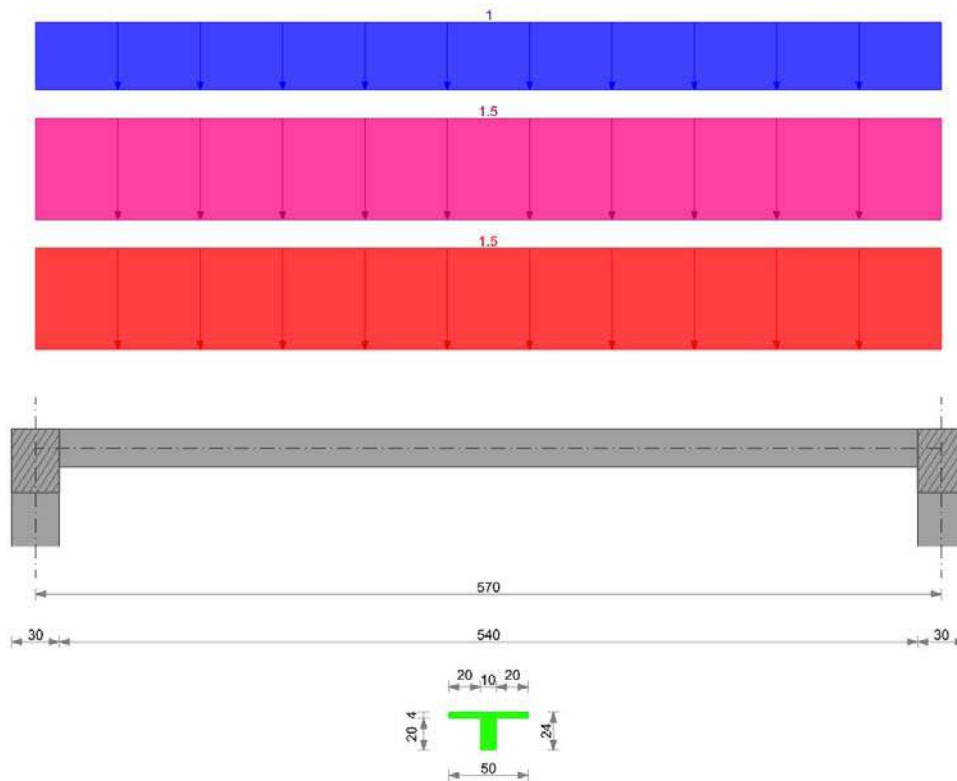
Il programma ha provveduto alla progettazione automatica delle armature che vengono illustrate a prospetto.



5.4 RELAZIONE DI CALCOLO

Sez A solaio "Piano 1"
 Verifica di solaio condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Geometria



Caratteristiche dei materiali
 Acciaio: B450C Fyk 4500
 Calcestruzzo: C25/30 Rck 300
 Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Int.	B anima	Altezza	H cappa	H lastra	C. sup.	C. inf.	C. inf. agg.	Peso
1	Ner 10*(20+4)/50	Nervatura	50	10	24	4		1	1	1	0.03

Geometria delle campate

Campata 1 tra gli appoggi ascissa 15 - ascissa 585

Luce: 570; sezione n° 1 - Ner 10*(20+4)/50

Ampiezza senza alleggerimento sx: 15

Ampiezza senza alleggerimento dx: 15

Elenco degli appoggi

N°	Descrizione	Larghezza inferiore	Larghezza superiore	Sfalsamento	Rigidità appoggio	Appoggio diretto
1		30	0	0		diretto
2		30	0	0		diretto

Elenco dei carichi

Il peso proprio è compreso nei carichi in elenco.

Campata 1

Carico uniforme: permanente 1.5; permanente portato 1.5; variabile 1

Output campate

Campata 1

Verifiche a flessione

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	M-ela	M-des	M-ult	x/d	Verifica
0	0	0	1.88	1.7	0	0	160038	0.058	0	0	0	0	Si
15	0.32	1.3	2.78	1.7	23726	56738	233198	0.096					Si
152	0.39	1.3	2.54	1.6	181078	196478	215038	0.086					Si
285	0.39	1.3	4.08	1.6	231491	231491	337221	0.143					Si
437	0.39	1.3	2.54	1.6	165645	183471	215038	0.086					Si
555	0.32	1.3	2.78	1.7	23726	56738	233198	0.096					Si
570	0	0	1.88	1.7	0	0	160038	0.058	0	0	0	0	Si

Verifiche a taglio

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.32	1624	1624	5291	Si
15	2.78	1539	1539	1638	Si
152	2.54	758	758	1593	Si
285	4.08	0	0	-1864	Si
437	2.54	-866	-866	-1593	Si
555	2.78	-1539	-1539	-1638	Si
570	0.32	-1624	-1624	-5291	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara						Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_f	σ_f lim.	Mela	Mdes	σ_c	σ_c lim.	σ_{FRP}	σ_{FRP} lim.	
0	0	0	0	149.4	0	3600	0	0	0	112.1	0	+	Si
15	16650	39816	20.3	119.5	678.6	3600	13736	32849	11.1	89.6	0	+	Si
152	127072	137879	72.4	119.5	2574.8	3600	104834	113750	39	89.6	0	+	Si
285	162450	162450	70.3	119.5	1923.6	3600	134021	134021	40.7	89.6	0	+	Si
437	116242	128752	67.6	119.5	2404.3	3600	95900	106220	36.4	89.6	0	+	Si
555	16650	39816	20.3	119.5	678.6	3600	13736	32849	11.1	89.6	0	+	Si
570	0	0	0	149.4	0	3600	0	0	0	112.1	0	+	Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara			Frequente			Quasi permanente			Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	
152	inferiore	6.5	0.00109	0.0071	6.5	0.00098	0.0064	6.5	0.00088	0.0058	Si
285	inferiore	5.4	0.00081	0.0044	5.4	0.00074	0.004	5.4	0.00064	0.0035	Si
437	inferiore	6.3	0.001	0.0063	6.3	0.00091	0.0057	6.3	0.00081	0.0051	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica	
	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess. viscosa+	Fess. viscosa-		l/f
15	0.069	0.052	0.133	0.087	0.06	0.052	0.11	0.087	0.057	0.052	0.152	0.135	3758	Si
152	0.613	0.459	1.206	0.797	0.536	0.459	1.001	0.797	0.505	0.459	1.354	1.209	421	Si
285	0.819	0.614	1.593	1.061	0.716	0.614	1.327	1.061	0.676	0.614	1.775	1.587	321	Si
437	0.553	0.414	1.09	0.718	0.483	0.414	0.904	0.718	0.456	0.414	1.226	1.094	465	Si
555	0.069	0.052	0.133	0.087	0.06	0.052	0.11	0.087	0.057	0.052	0.152	0.135	3758	Si

Significato dei simboli utilizzati:

N°: indice progressivo

Descrizione: descrizione della sezione

Tipo: tipo di sezione

Int.: interasse [cm]

B anima: larghezza dell'anima [cm]

Altezza: altezza della sezione [cm]

H cappa: spessore della cappa [cm]

H lastra: spessore della lastra prefabbricata [cm]

C. sup.: minima distanza del bordo superiore della armatura superiore dalla superficie del getto [cm]

C. inf.: minima distanza del bordo inferiore della armatura inferiore dalla superficie del getto

[cm]

C. inf. agg.: minima distanza del bordo inferiore della armatura inferiore aggiuntiva dalla superficie del getto [cm]

Peso: peso per unità di superficie [daN/cm²]

Descrizione: nome dell'appoggio.

Larghezza inferiore: larghezza della porzione inferiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione superiore. [cm]

Larghezza superiore: larghezza della porzione superiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione inferiore. [cm]

Sfalsamento: sfalsamento asse della porzione superiore rispetto all'asse della porzione inferiore, misurata in orizzontale. [cm]

Rigidità appoggio: permette di considerare l'appoggio come fisso o cedevole in direzione verticale con legge elastica lineare. [cm]

Appoggio diretto: appoggio diretto se costituito da pilastro o da parete, indiretto se costituito da trave.

x: distanza da asse appoggio sinistro [cm]

A sup.: area efficace di armatura longitudinale superiore [cm²]

C.b. sup.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale superiore [cm]

A inf.: area efficace di armatura longitudinale inferiore [cm²]

C.b. inf.: distanza dal bordo del baricentro dell'armatura longitudinale inferiore [cm]

M+ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre inferiori [daN*cm]

M+des: momento flettente di progetto che tende le fibre inferiori [daN*cm]

M+ult: momento ultimo per trazione delle fibre inferiori [daN*cm]

x/d: rapporto tra posizione asse neutro e altezza utile

M-ela: momento flettente desunto dal solutore che tende le fibre superiori [daN*cm]

M-des: momento flettente di progetto che tende le fibre superiori [daN*cm]

M-ult: momento ultimo per trazione delle fibre superiori [daN*cm]

Verifica: stato di verifica

Asl: area di armatura longitudinale tesa per valutazione resistenza taglio [cm²]

Vela: sforzo di taglio elastico [daN]

Vdes: taglio di progetto [daN]

Vrd: [daN]

Rara: famiglia di combinazione di verifica

Mela: momento elastico [daN*cm]

Mdes: momento di progetto [daN*cm]

σc : tensione di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]

$\sigma c \text{ lim.}$: tensione limite di compressione nel calcestruzzo [daN/cm²]

σf : tensione di trazione nell'acciaio [daN/cm²]

$\sigma f \text{ lim.}$: tensione limite di trazione nell'acciaio [daN/cm²]

Elastica+: massima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]

Elastica-: minima freccia a sezione interamente reagente di solo calcestruzzo [cm]

Fess.+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]

Fess.-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata [cm]

Quasi permanente: famiglia di combinazione di verifica

$\sigma \text{ FRP}$: tensione di trazione nell'FRP [daN/cm²]

$\sigma \text{ FRP lim.}$: tensione limite di trazione nell'FRP [daN/cm²]

Fess. viscosa+: massima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]

Fess. viscosa-: minima freccia a sezione fessurata ed omogeneizzata a viscosità esaurita [cm]

l/f: rapporto luce su freccia in combinazione quasi permanente

Bordo: bordo interessato dalla fessura

Rara: famiglia di combinazione per verifica inferiore

Dmax: distanza massima tra le fessure [cm]

Esm: dilatazione media delle barre di armatura

Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure [cm]

Frequente: famiglia di combinazione per verifica inferiore

Quasi permanente: famiglia di combinazione per verifica inferiore

Frequente: famiglia di combinazione di verifica

5.5 VERIFICHE A FLESSIONE

Si verifica la sezione di mezzeria.

$$M=(1.3*1.5+1.5*(1.5+1))*570^2/8=231491 \text{ daN*cm}$$

Armatura superiore 2Φ5 Af=0.39 cm²

Distanza baricentro bordo CA.sup=1.25 cm

Armatura inferiore 2Φ8+2Φ14 Af=1.0+3.08=4.08 cm²

Distanza baricentro bordo CA.inf=(1*1.4+3.08*1.7)/4.08=1.63 cm

Per la verifica a flessione della sezione si utilizza il programma di dominio pubblico Vcaslu del prof. Gelfi.

La resistenza del calcestruzzo ($f_{cd}=14.11*0.8=11.29$) è stata ridotta del 20% per spessori minori di 5 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

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

Titolo: _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	4	1	0.39	1.25
2	10	20	2	4.08	22.33

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 23.1 kNm
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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 Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	70.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	206.000 N/mm²	f _{cd}	11.29
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.9 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} 33.56 kNm

σ_c -11.29 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 21.26 ‰
d 22.33 cm
x 3.157 x/d 0.1414
δ 0.7

5.6 VERIFICA A TAGLIO

Si verifica la sezione a filo appoggio sinistro.

Il taglio agente in SLU è dato da $V_{ed}=(1.3*1.5+1.5*1.5+1*1.5)*540/2=1539$ daN

Essendo la sezione priva di armature resistenti a taglio il taglio resistente è dato da NTC18 [4.1.23].

$$d=240-17=223 \text{ mm}$$

$$k=1+(200/d)^{1/2}=1.947 < 2$$

$$v_{min}=0.035*k^{3/2}*f_{ck}^{1/2}=0.035*1.947^{3/2}*(0.83*30)^{1/2}=0.474 \text{ Mpa}$$

$$Asl=2.78 \text{ cm}^2 \text{ (lunghezza ancorata } 27+18=45 \text{ cm lbd}=50 \text{ cm } Asl=3.08*45/50=2.78 \text{ cm)}$$

$$b_w=10$$

$$\rho_1=2.78/(10*22.3)=0.0125 < 0.02$$

$$\sigma_{cp}=0$$

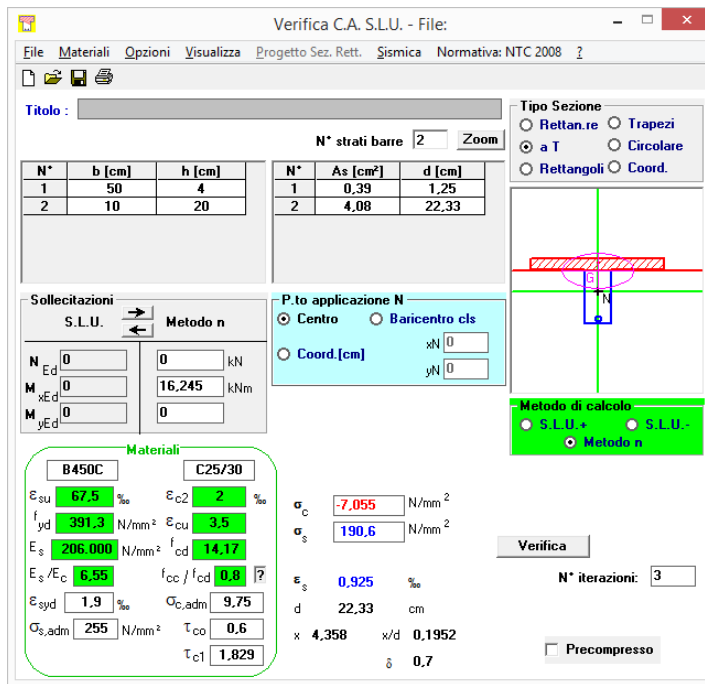
$$V_{Rd}=\{0.18*1.947*(100*0.0125*0.83*30)^{1/3}/1.5\}*100*223=16387 \text{ N} > 0.474*100*223=10570 \text{ N}$$

5.7 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

5.7.1 Verifica in combinazione rara

$$M=(1.5+1.5+1)*570^2/8=162450 \text{ daN*cm}$$

Si è assunto il reale rapporto dei moduli $n=2060000/314471=6.55$



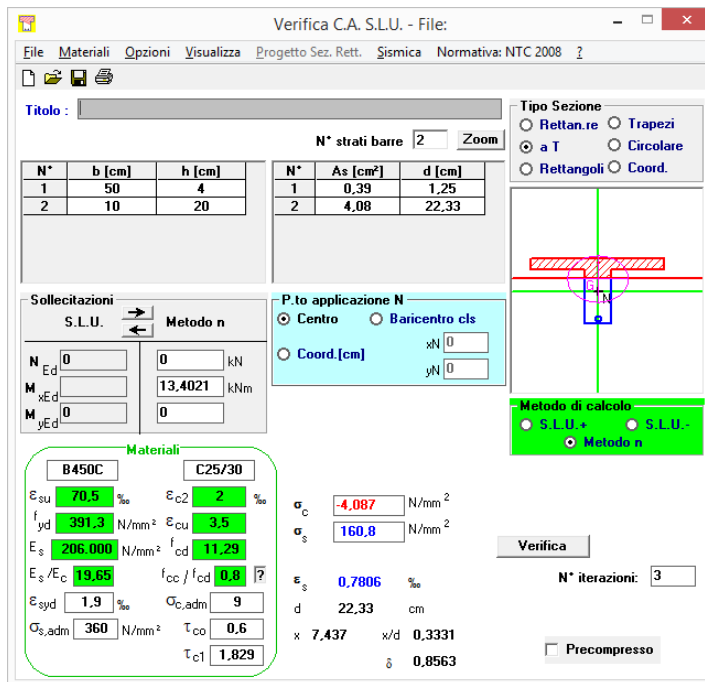
5.7.2 Verifica in combinazione quasi permanente

$$M = (1.5 + 1.5 + 1 \cdot 0.3) \cdot 570^2 / 8 = 134021 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

In considerazione della viscosità ($\varphi=2$) si assume un modulo elastico del calcestruzzo ridotto

$$E_c = 314471 / (1 + 2) = 104823 \text{ daN/cm}^2$$

Il rapporto dei moduli assunto è $n = 2060000 / 104823 = 19.65$



5.8 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

Si analizza sezione in mezzeria.

In mancanza della circolare esplicativa si fa riferimento alla circolare 617 C.S.LL.PP.

5.8.1 Valutazione di Δs_{max} [C4.1.17]

$$K3 = 3.4$$

$$C = 1 \text{ cm}$$

$$K1=0.8$$

$$K2=0.5$$

$$K4=0.425$$

$$F_{eq}=(2*0.8^2+2*1.4^2)/(2*0.8+2*1.4)=1.18 \text{ cm}$$

$$\Delta_{smax}=3.4*1+0.8*0.5*0.425*1.18/0.1=5.4 \text{ cm}$$

5.8.2 Verifica in combinazione rara

Valutazione di ϵ_{sm} [C4.1.16]

$$k_t = 0.6 \text{ (carichi di breve durata)}$$

distanza dal bordo baricentro armatura tesa $c=1.63 \text{ cm}$
 asse neutro $x = 4.36 \text{ cm}$
 $h_{c,ef} = \min(\min(2.5*1.63, (24-4.36)/3), 24/2) = 4.07$
 $A_{c,eff} = 10*4.07 = 40.7 \text{ cm}^2$
 $\rho_{eff} = 4.08/40.7 = 0.1$
 $E_{cm} = 314471 \text{ daN/cm}^2$
 $\alpha_e = 2060000/314471 = 6.55$
 $\sigma_s = 1939 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{ctm} = 25.6 \text{ daN/cm}^2$
 $\epsilon_{sm} = (1939 - 0.6*25.6/.1*(1+6.55*.1))/2060000 = 0.000818 > 0.6*1939/2060000 = 0.000565$

$$Wd = 0.000818*5.4 = 0.00441 \text{ cm}$$

5.8.3 Verifica in combinazione frequente

Valutazione di ϵ_{sm} [C4.1.16]

$$k_t = 0.4 \text{ (carichi di lunga durata)}$$

distanza dal bordo baricentro armatura tesa $c=1.63 \text{ cm}$
 asse neutro $x = 4.36 \text{ cm}$
 $h_{c,ef} = \min(\min(2.5*1.63, (24-4.36)/3), 24/2) = 4.07$
 $A_{c,eff} = 10*4.07 = 40.7 \text{ cm}^2$
 $\rho_{eff} = 4.08/40.7 = 0.1$
 $E_{cm} = 314471 \text{ daN/cm}^2$
 $\alpha_e = 2060000/314471 = 6.55$
 $M = (1.5+1.5+.5)*570^2/8 = 142143 \text{ daN*cm}$
 $\sigma_s = 1939 * 142143/162450 = 1697 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{ctm} = 25.6 \text{ daN/cm}^2$
 $\epsilon_{sm} = (1697 - 0.4*25.6/.1*(1+6.55*.1))/2060000 = 0.00074 > 0.6*1697 /2060000 = 0.000494$

$$Wd = 0.00074*5.4 = 0.004004 \text{ cm}$$

5.8.4 Verifica in combinazione quasi permanente

Valutazione di ϵ_{sm} [C4.1.16]

$$k_t = 0.4 \text{ (carichi di lunga durata)}$$

distanza dal bordo baricentro armatura tesa $c=1.63 \text{ cm}$
 asse neutro $x = 4.36 \text{ cm}$
 $h_{c,ef} = \min(\min(2.5*1.63, (24-4.36)/3), 24/2) = 4.07$
 $A_{c,eff} = 10*4.07 = 40.7 \text{ cm}^2$
 $\rho_{eff} = 4.08/40.7 = 0.1$
 $E_{cm} = 314471/(1+2) = 104823 \text{ daN/cm}^2$
 $\alpha_e = 2060000/104823 = 19.65$
 $\sigma_s = 1608 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{ctm} = 25.6 \text{ daN/cm}^2$
 $\epsilon_{sm} = (1608 - 0.4*25.6/.1*(1+19.65*.1))/2060000 = 0.000633 > 0.6*1608 /2060000 = 0.000468$

$$Wd = 0.000633*5.4 = 0.00342 \text{ cm}$$

5.9 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ ELASTICA

Si valutano le frecce in combinazione quasi permanente.

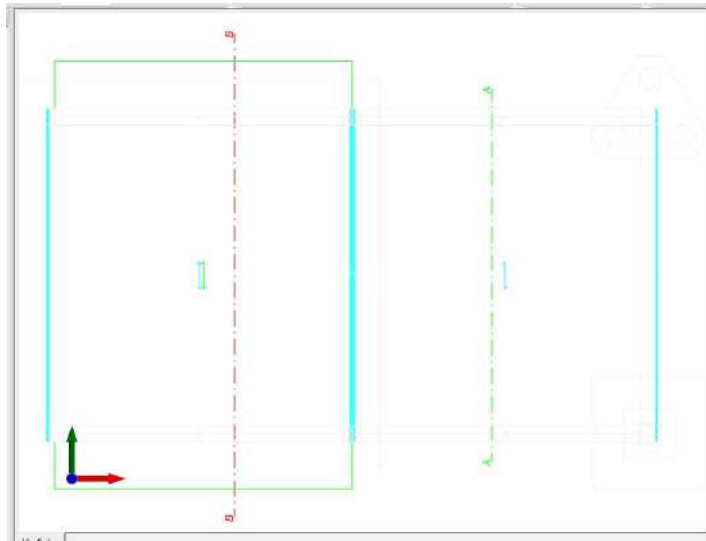
Inerzia della sezione $J=21333 \text{ cm}^4$

$$f = 5 \cdot (1.5 + 1.5 + .3) \cdot 570^4 / 384 / 314471 / 21333 = 0.676 \text{ cm}$$

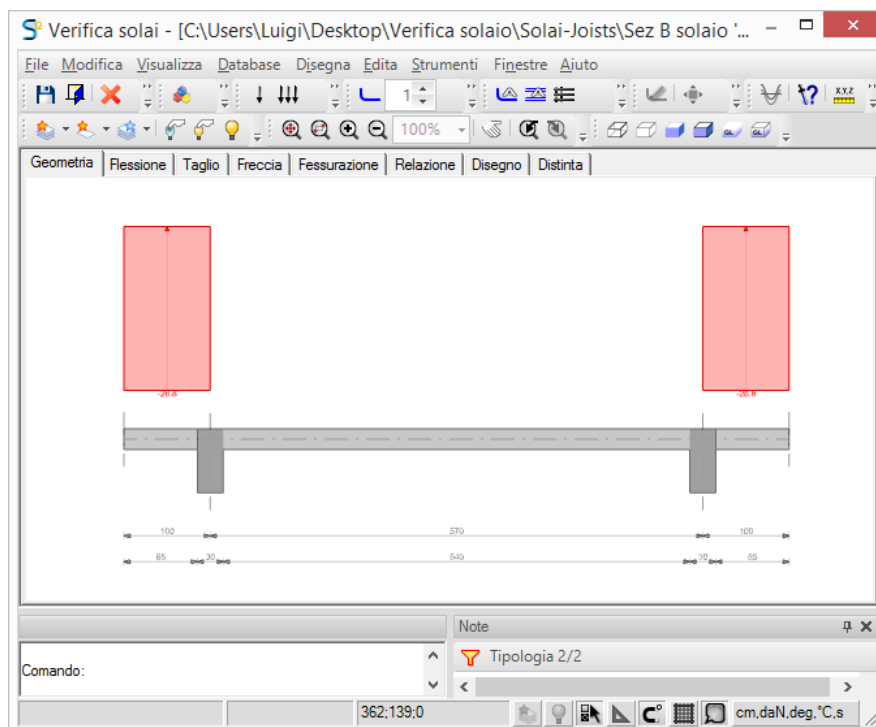
5.10 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ CONSIDERANDO LA VISCOSITÀ

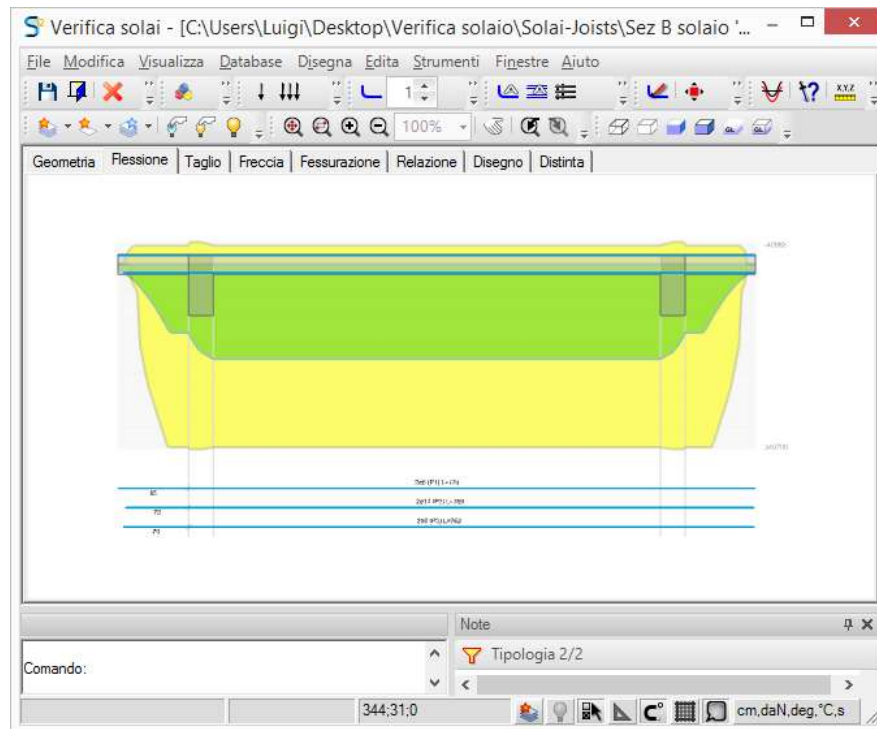
5.10.1 Generalità

Per potere riprodurre con semplicità le verifiche è opportuno utilizzare un altro esempio. Allo scopo si richiede la verifica della sezione B di figura.



La freccia viene ottenuta come diagramma di momento flettente della trave caricata con le curvature. All'interno dell'ambiente di verifica del solaio vengono modificate sia le armature che i carichi in modo da ottenere curvature costanti in tutte le sezioni della campata. Si tara il carico sulle mensole in modo da ottenere un momento flettente pari al valore in mezzera della sez. A per utilizzare la verifica già svolta.





La presenza delle barre è considerata con un rapporto dei moduli di elasticità longitudinale che considera la viscosità ($\varphi=2$):

$$E_{cm}=314471/(1+2)=104823 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Rapporto dei moduli } \alpha_e=2060000/104823=19.65$$

Nel valutare la curvatura si considera lo stato non fessurato se in combinazione rara la trazione nel calcestruzzo non ha superato la resistenza media a trazione f_{ctm} . Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato considerando l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure con le modalità indicate in C4.1.1.1.1. Il calcolo è eseguito per conci. Nel caso in esame la campata è tutta fessurata ed il momento di inerzia della sezione J_{ts} è costante.

5.10.2 Calcolo del momento di inerzia secondo [C4.1.11]

Sezione fessurata

$$X \text{ asse neutro} = 7.451 \text{ cm}$$

Momento statico attorno asse neutro:

$$S=40 \cdot 4^3/3 + 10 \cdot 7.451^2/2 + 19.65 \cdot (2 \cdot 196 \cdot (7.451 - 1.25) - 2 \cdot 5 \cdot (24 - 1.4 - 7.451) - 2 \cdot 1.54 \cdot (24 - 1.7 - 7.451))$$

$$S=872.2 + 277.6 + 19.65 \cdot (2.43 - 15.149 - 45.735) = 1149.8 - 1148.6 = 1.2 \approx 0$$

$$J_f = 50 \cdot 7.451^3/3 - 40 \cdot (7.451 - 4)^3/3 + 19.65 \cdot (2 \cdot 196 \cdot (7.451 - 1.25)^2 + 2 \cdot 5 \cdot (24 - 1.4 - 7.451)^2 + 2 \cdot 1.54 \cdot (24 - 1.7 - 7.451)^2)$$

$$J_f = 6346 + 19.65 \cdot (15.073 + 229.492 + 679.118) = 6346 + 18104 = 24450 \text{ cm}^4$$

Sezione interamente reagente

$$\text{Area} = 50 \cdot 4 + 20 \cdot 10 + 19.65 \cdot 2 \cdot (.196 + .5 + 1.54) = 488 \text{ cm}^2$$

$$S = 40 \cdot 4^2/2 + 10 \cdot 24^2/2 + 19.65 \cdot 2 \cdot (.196 \cdot 1.25 + .5 \cdot (24 - 1.4) + 1.54 \cdot (24 - 1.7))$$

$$S = 3200 + 1803 = 5003 \text{ cm}^3$$

$$\text{Asse neutro } X = 5003/488 = 10.25 \text{ cm}$$

$$J_g = 50 \cdot 10.25^3/3 - 40 \cdot (10.25 - 4)^3/3 + 10 \cdot (24 - 10.25)^3/3 + 19.65 \cdot 2 \cdot (.196 \cdot (10.25 - 1.25)^2 + .5 \cdot (24 - 10.25 - 1.4)^2 + 1.54 \cdot (24 - 10.25 - 1.7)^2)$$

$$J_g = 23358 + 12408 = 35766 \text{ cm}^4$$

Considerazione del calcestruzzo teso tra le fessure [C4.1.11]

$$f_{ctm} = 25.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_{inf} = 35766/(24 - 10.25) = 2601 \text{ cm}^3$$

$$\text{Momento di fessurazione } M_f = 25.6 \cdot 2601 = 66585 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Momento agente } M = 134021 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\beta = M_f/M = 66590/134021 = 0.497$$

$$\zeta = 1 - .5 \cdot 0.497^2 = 0.876 \text{ [C4.1.12]}$$

$$J_{ts} = 0.876 \cdot 24450 + (1 - 0.876) \cdot 35766 = 25853 \text{ cm}^4$$

5.10.3 Valutazione della freccia

M=13400 daN*cm

Curvatura $M/(E*J)=134000/(104823*25853)=4.94466e-5 \text{ cm}^{-1}$

$f=4.94466e-5*570^2/8=2.008 \text{ cm}$

Si riporta lo stralcio della relazione di calcolo della campata della sezione B.

Campata 2

Verifiche a flessione

x	A sup	CA. sup	A inf	CA. inf	M+ela	M+des	x/d	M+ult.	M-ela	M-des	x/d	M-ult.	Verifica
0	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	161135	0.115	340790					Si
15	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
152	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
285	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
418	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
555	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	174200	0.143	337165					Si
570	0.39	1.3	4.08	1.6	174200	161135	0.115	340790					Si

Verifiche a taglio

x	Asl+	Asl-	Vrd+	Vrd-	Vrcd+	Vrcd-	V+	V+ult	V-	V-ult	Verifica
0	4.08	4.08	5451	-5451	35516	-35516	71	5451	-71	-5451	Si
15	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
152	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
285	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
418	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
555	4.08	4.08	1864	-1864	7103	-7103	71	1864	-71	-1864	Si
570	4.08	4.08	5451	-5451	35516	-35516	71	5451	-71	-5451	Si

Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente						Verifica
	M+ela	M+des	σ c+	σ f+	M-ela	M-des	σ c-	σ f-	M+ela	M+des	σ c+	M-ela	M-des	σ c-	
0	134000	123950	53.5	1468.5					134000	123950	34.4				Si
15	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
152	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
285	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
418	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
555	134000	134000	58	1586.7					134000	134000	40.7				Si
570	134000	123950	53.5	1468.5					134000	123950	34.4				Si

Verifica di apertura delle fessure

x	Rara inferiore			Frequente inferiore		Quasi permanente inferiore			Rara superiore			Frequente superiore		Quasi permanente superiore			Verifica	
	Dmax	Esm	Wd	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
15	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
152	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
285	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
418	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
555	5.4	0.00065	0.0035	0.0007	0.0037	5.4	0.0006	0.0035	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si
570	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Si

Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente					Verifica	
	Elastica +	Elastica -	Fessura bile +	Fessura bile -	Elastica +	Elastica -	Fessura bile +	Fessura bile -	Elastica +	Elastica -	Fessurabil e viscosa +	Fessurabil e viscosa -	l/f		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9999	Si
15	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.204	0.204	0.204	2791	Si
152	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.566	1.566	1.566	364	Si
285	0.811	0	1.446	1.446	0.811	0	1.446	1.446	0.811	0	2.003	2.003	2.003	285	Si
418	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.131	1.131	0.635	0	1.566	1.566	1.566	364	Si
555	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.147	0.147	0.083	0	0.204	0.204	0.204	2791	Si
570	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9999	Si

5.11 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Sez. A Med	231491	231491	0 %
Sez A Mrd	337205	335600	0.48%
Ved	1539	1539	0%
Vrd	1638	1638	0%
σc rara	70.3	70.3	0%
σf rara	1923	1906	1.9%
σc quasi permanente	41	40.9	0%

Wd rara	0.0044	0.0044	0%
Wd frequente	0.004	0.004	0%
Wd quasi permanente	0.0035	0.00342	2.28%
Freccia elastica quasi perm.	0.676	0.676	0%
Freccia viscosa quasi perm.	2.003	2.008	0.2%

6 Lastra rettangolare in c.a. appoggiata al contorno

6.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati di Sismicad 12 ed in particolare del modulo di verifica delle piastre.

A questo scopo, ai fini della valutazione della correttezza dei risultati prodotti dal solutore agli elementi finiti, si è deciso di studiare una struttura semplice risolvendola con Sismicad 12 facendo riferimento a risultati noti presenti in letteratura.

Sono state poi controllati i risultati di verifica di alcune sezioni in c.a.

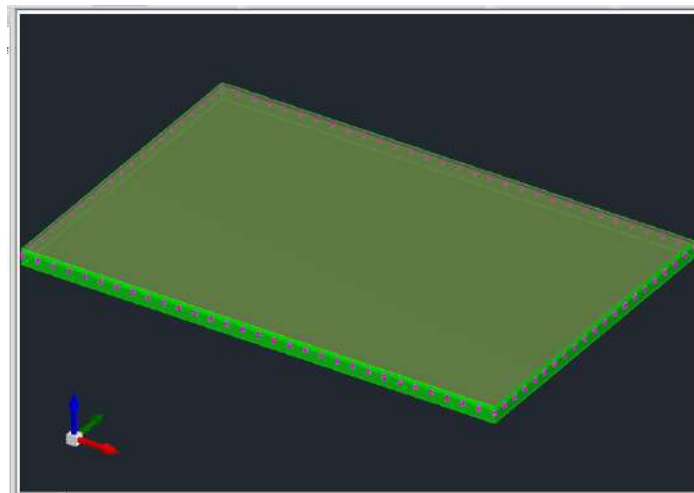
6.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra rettangolare appoggiata 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

6.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

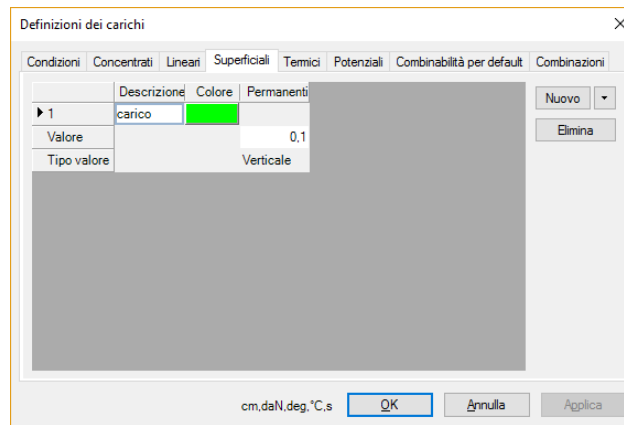
L'esempio si riferisce ad una lastra piana in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 600 cm, dello spessore di 20 cm semplicemente appoggiata alle estremità e caricata con un permanente uniforme $q_z = -1000 \text{ daN/m}^2$ oltre al peso proprio.

La lastra è analizzata in condizioni non sismiche e le verifiche dei c.a. sono condotte secondo NTC18.



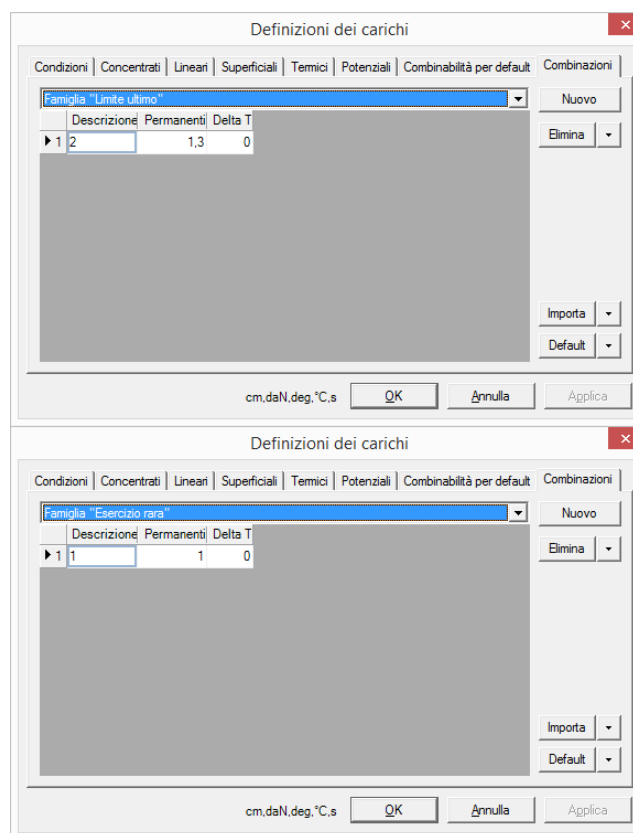
6.3.1 Analisi dei carichi

Viene definito un carico superficiale uniforme $q=1000 \text{ daN/cm}^2$ con direzione coincidente con l'asse z e verso contrario.



Esso viene attribuito alla piastra.

6.3.2 Combinazioni utilizzate



6.3.3 Caratteristiche della piastra

Proprietà	
Piastra C. A.	
Quota	Fondazione
Spessore	20
Punti	4 punti
Estradosso	0
Materiale	C25/30
Carico superficiale	carico
Carico potenziale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Forma	Superficie + Solido
Fondazione	No
Dimensione mesh	Default (20)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Solidi reali
Esposizione	X0

6.3.4 Caratteristiche del calcestruzzo

6.4 PREFERENZE

6.5 VALUTAZIONE DELLA FRECCIA

6.5.1 Freccia valutata con le formulazioni proposte dalla teoria

I riferimenti bibliografici si possono trovare sul libro *Scienza delle costruzioni vol.3– Odone Belluzzi-Zanichelli*.

b=600cm
 a=400cm
 s=20cm
 v=0.1
 E=314471daN/cm²
 q=1500 daN/m²=0.15 daN/cm²

$$B=1/12 * s^3 * E / (1 - v^2) = 1/12 * 20^3 * 314471 / (1 - 0.1^2) = 2.11764 E08 \text{ daNcm}$$

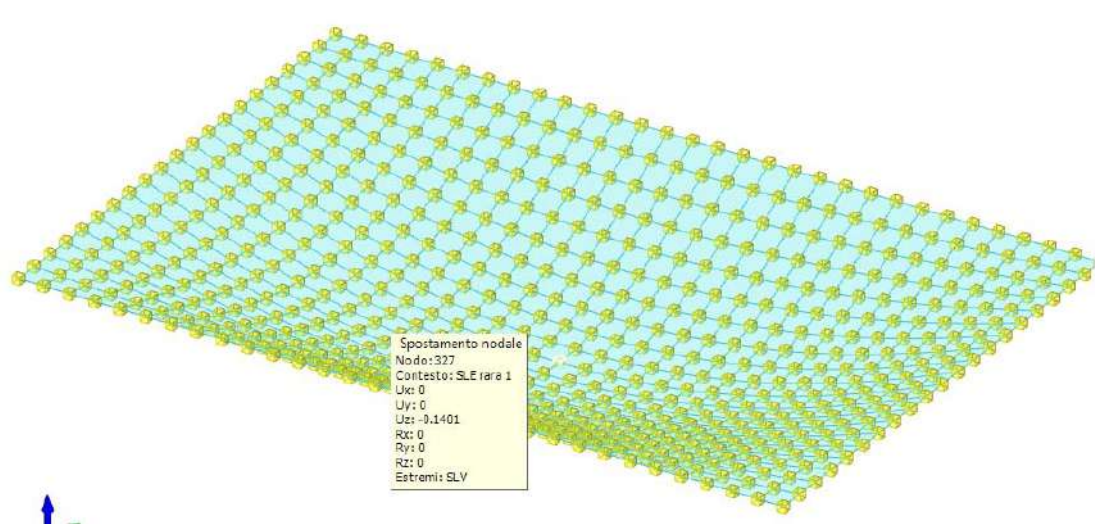
$$c_f = c_f(b/a) = 0.00775$$

il valore di c_f è dipendente dal rapporto tra le dimensioni della lastra ($b/a = 1.5$). I valori di questo parametro sono proposti in *Theory of plates and shells – S. Timoshenko - New York McGraw-Hill – (1940)*.

$$f=c_f \cdot q \cdot a^4 / B=0.00775 \cdot 0.15 \cdot 400^4 / 1.1764 \cdot 10^8 = 0.14053 \text{ cm}$$

6.5.2 Freccia valutata con il programma

La freccia fornita dal programma si può vedere dall'immagine seguente individuando il nodo centrale $n=327$.



La freccia fornita è praticamente la stessa di quella calcolata con la teoria classica delle lastre piane.

6.6 VALUTAZIONE DEI MOMENTI M_x , M_y

6.6.1 Momenti valutati con le formulazioni proposte dalla teoria in combinazione caratteristica

I momenti flettenti per unità di lunghezza al centro della lastra m_x , m_y possono essere calcolati in dipendenza del rapporto tra i lati della lastra b/a .

$$b=600\text{cm}$$

$$a=400\text{cm}$$

$$s=20\text{cm}$$

$$\nu=0.1$$

$$E=314471\text{daN/cm}^2$$

$$q=1500 \text{ daN/m}^2=0.15 \text{ daN/cm}^2$$

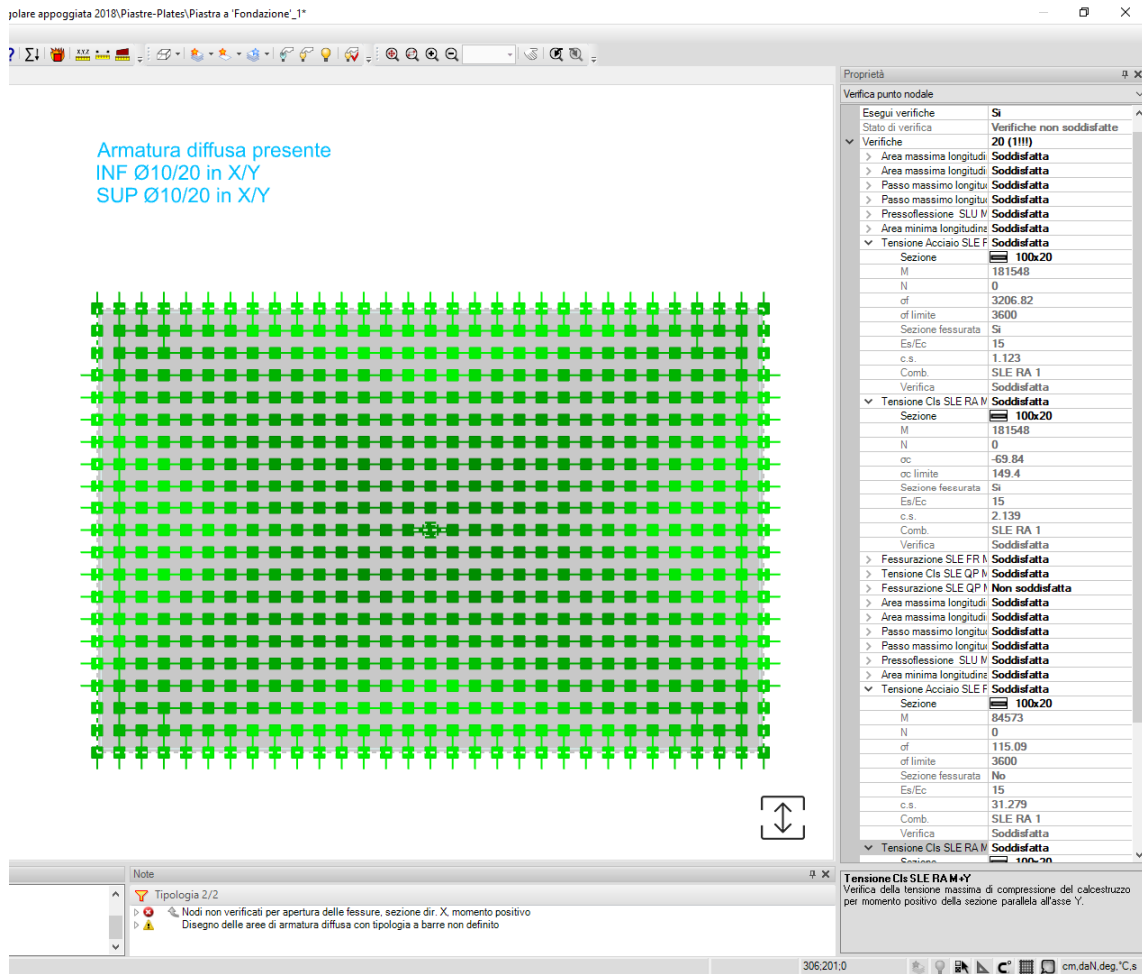
$$m_x=(c_1+c_2 \cdot \nu) \cdot q \cdot a^2=(0.0728+0.1 \cdot 0.0280) \cdot 0.15 \cdot 400^2=1814.4 \text{ daNcm/cm}$$

$$m_y=(c_2+c_1 \cdot \nu) \cdot q \cdot a^2=(0.0280+0.1 \cdot 0.0728) \cdot 0.15 \cdot 400^2=846.7 \text{ daNcm/cm}$$

I valori di c_1 e c_2 sono dipendenti dal rapporto b/a ($=1.5$). Essi si trovano nella teoria classica delle lastre piane (Il carico della lastra piana rettangolare con carico uniformemente ripartito – M. Salvati – Bari, Accolti (1936))

6.6.2 Momenti valutati dal programma

Si richiede la verifica del nodo centrale evidenziando le verifiche in combinazione rara nelle due direzioni.



Come si può notare i momenti calcolati sono praticamente gli stessi di quelli ottenuti in letteratura.

6.7 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN COMBINAZIONE RARA

Si verificano le sezioni orizzontale (di normale y) e verticale (di normale x) in corrispondenza al nodo centrale della piastra.

6.7.1 Risultati in Sismicad

Sono riportati nella figura precedente.

6.7.2 Risultati analitici

Si analizzano le sezioni in corrispondenza del nodo centrale.

Per entrambe le sezioni si ha:

$$b=100$$

$$h=20$$

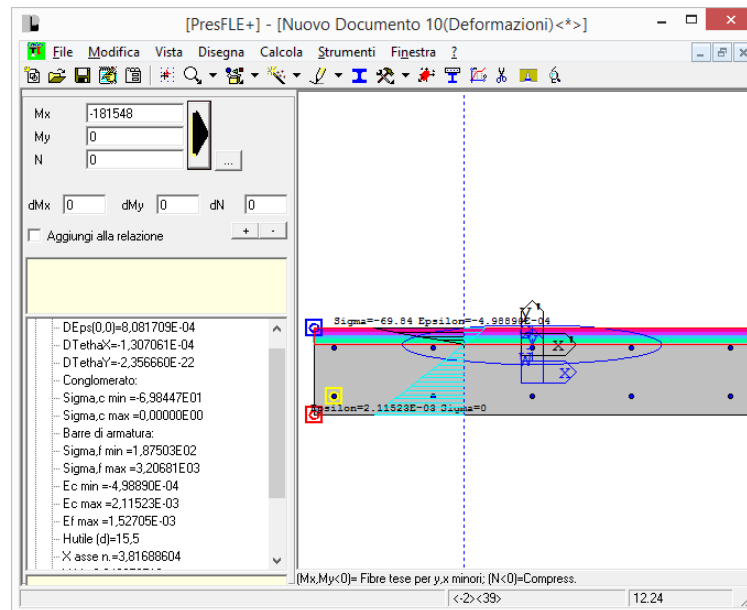
$$A_{f_{inf}}=A_{f_{sup}}=3.925 \text{ cm}^2 \text{ (5 diam.10)}$$

Per la sezione di normale y si ha:

$$c_{inf}=3+1+.5=4.5 \text{ cm (distanza del baricentro armature dal bordo inferiore)}$$

$$c_{sup}=3+1+.5=4.5 \text{ cm (distanza del baricentro armature dal bordo superiore)}$$

La verifica della sezione viene condotta con il programma Presfle.



Per la sezione di normale x si ha:

$c_{inf}=3+.5=3.5$ cm (distanza del baricentro armature dal bordo inferiore)

$c_{supf}=3+.5=3.5$ cm (distanza del baricentro armature dal bordo superiore)

Essendo la sezione non fessurata le tensioni si valutano a sezione interamente reagente:

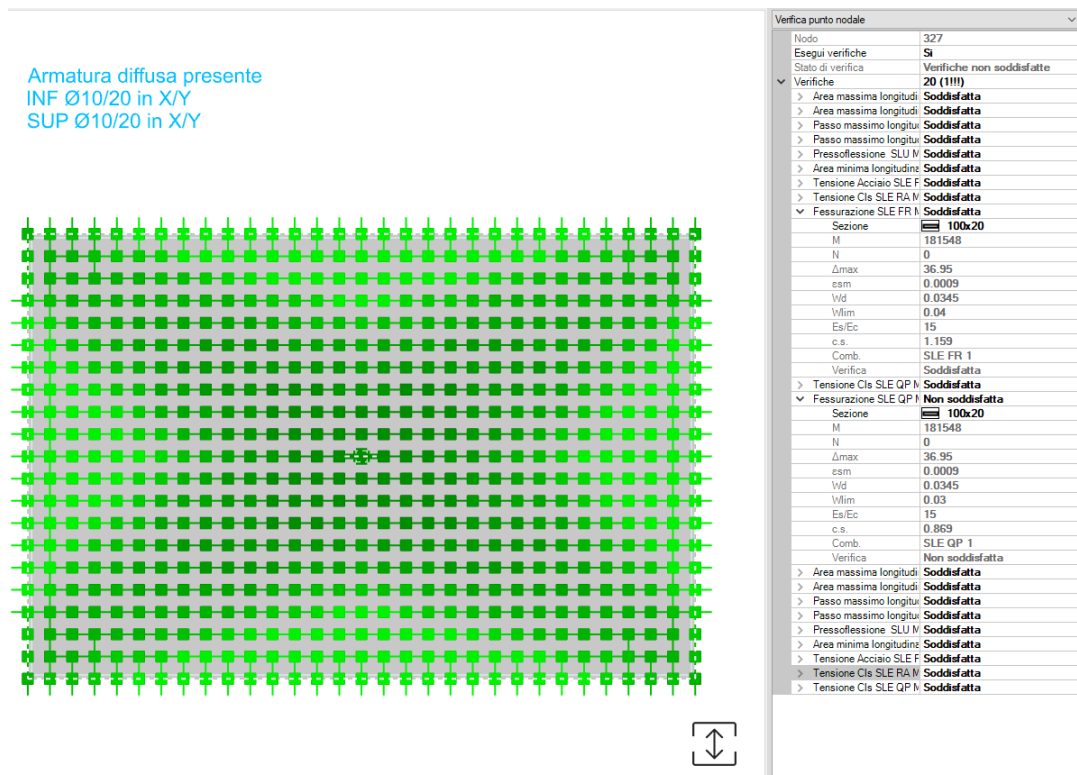
$$J=100*20^3/12+2*15*3.925*(10-3.5)^2=71642 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s=15*84573*(10-3.5)/71642=115 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c=84573*10/71642=11.8 \text{ daN/cm}^2$$

6.8 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

6.8.1 Risultati in Sismicad



6.8.2 Risultati analitici

Con riferimento a [C4.1.16] si ha:

$$\sigma_s = 3207 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 * ((25+8)/10)^{.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_e = 2060000/31475 = 6.54$$

$$x = 3.83 \text{ cm (posizione asse neutro)}$$

Anche le armature superiori risultano in trazione.

$$h_{c,eff} = \min[2.5*10], [(20-3.83)/3], [10] = \min[25], [5.39], [10] = 5.39 \text{ cm}$$

$$A_{c,eff} = 539 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = 2*3.925/539 = 0.01456$$

$$k_t = 0.4$$

$$f_{ctm} = .3*25^{(2/3)} = 2.565 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{sm} = (3207 - .4*25.65*(1+6.54*.01456)/.01456)/2060000 = 2435/2060000 = 0.00118$$

$$\epsilon_{sm} = 0.6*3207/2060000 = 1924/2060000 = 0.000934$$

con riferimento a NTC08 [C4.1.17] si ha

$$\Delta_{smax} = 3.4*4 + 0.8*0.5*0.425*1/0.01456 = 13.6 + 11.67 = 25.3 \text{ cm}$$

$$W_d = .00118*25.3 = 0.0298 \text{ cm}$$

Considerando in trazione le sole armature inferiori si avrebbe:

$$h_{c,eff} = \min[2.5*4.5], [(20-3.83)/3], [10] = \min[11.25], [5.39], [10] = 5.39 \text{ cm}$$

$$\rho_{eff} = 3.925/539 = 0.007282$$

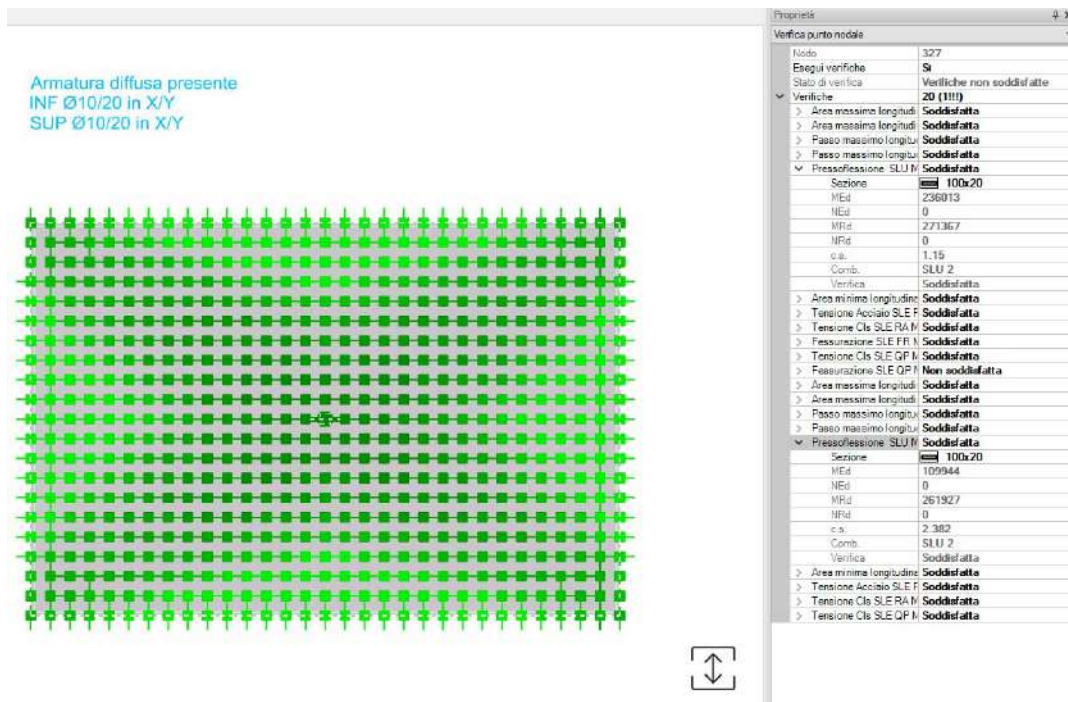
$$\epsilon_{sm} = (3207 - .4*25.65*(1+6.54*.007282)/.007282)/2060000 = 1731/2060000 = 0.00084$$

$$\Delta_{smax} = 3.4*4 + 0.8*0.5*0.425*1/0.007282 = 13.6 + 23.4 = 37 \text{ cm}$$

$$W_d = .000934*37 = 0.035 \text{ cm}$$

6.9 VERIFICHE DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE

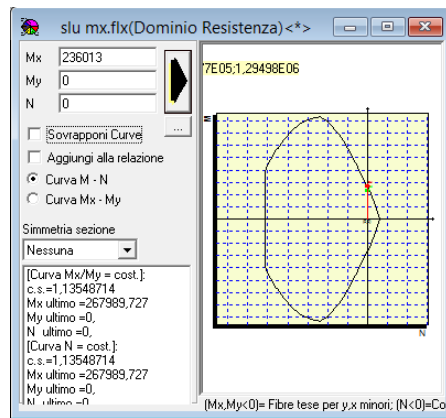
6.9.1 Risultati in Sismicad



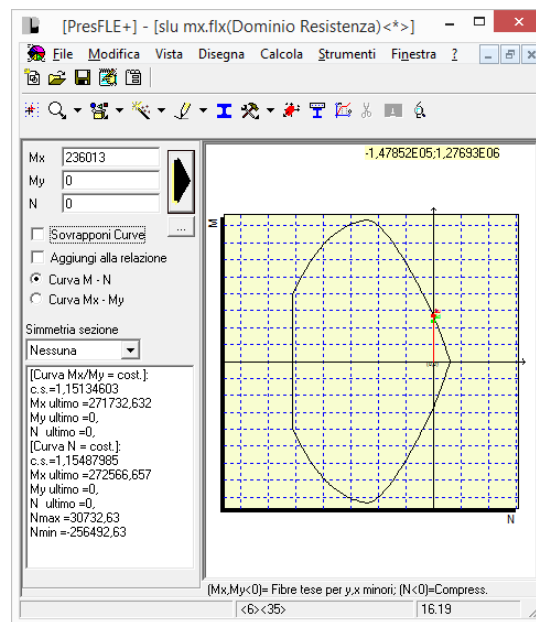
6.9.2 Risultati analitici

Le verifiche delle sezioni vengono condotte con il programma Presfle

Sezione di normale y.



Sezione di normale x.



6.10 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Freccia f	0.1401 cm	0.1405 cm	0.28 %
Momento m_x	1815.4 daNcm/cm	1814.4 daNcm/cm	0.055 %
Momento m_y	845.7 daNcm/cm	846.7 daNcm/cm	0.12 %
Sigma,c rara Mx	-69.8 daN/cm ²	-69.8 daN/cm ²	0%
Sigma,f rara Mx	3207 daN/cm ²	3207 daN/cm ²	0%
Sigma,c rara My	-11.8 daN/cm ²	-11.8 daN/cm ²	0%
Sigma,f rara My	115 daN/cm ²	115 daN/cm ²	0%
W_d	0.0345 cm	0.035 cm	
Mx ultimo	271367 daN*cm	271732 daN*cm	0.13%
My ultimo	261927 daN*cm	262916 daN*cm	0.38%

7 Medie delle sollecitazioni nelle piastre in c.a.

7.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

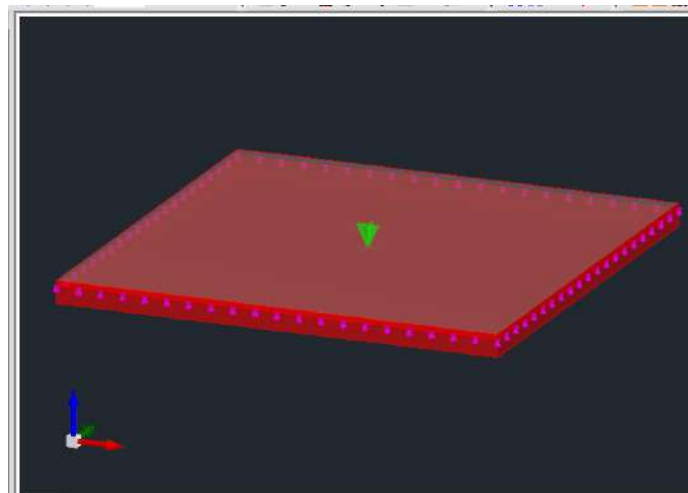
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda valutazione delle medie delle sollecitazioni nella sezione di verifica anche in dipendenza della dimensione delle mesh in cui la piastra viene suddivisa.

7.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra controllo medie 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

7.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

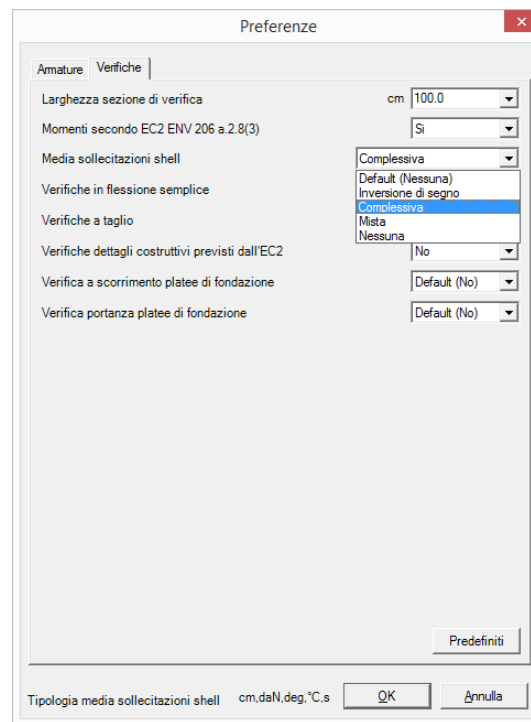
L'esempio si riferisce ad una lastra piana in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 400 cm, dello spessore di 20 cm semplicemente appoggiata alle estremità e caricata nel centro con un carico concentrato permanente $P_z = -10000 \text{ daN}$. Nell'esempio viene valutato il momento flettente in una sezione di verifica di larghezza 100 cm posta nel centro della piastra. Per simmetria è indifferente la scelta della sezione di normale x o y.



7.3.1 Considerazioni generali

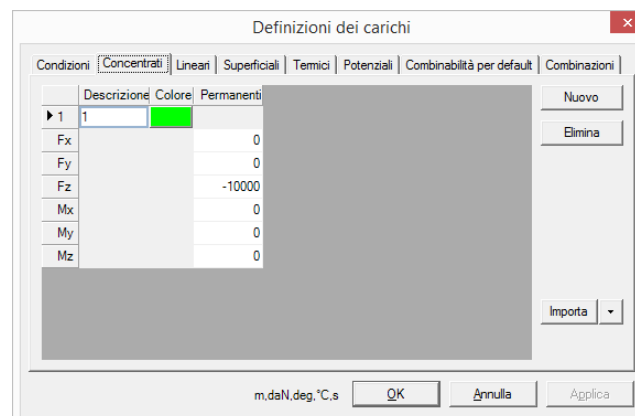
La presenza di azioni concentrate (carichi concentrati, reazione di appoggi puntiformi) produce nel modello picchi di momento flettente in corrispondenza della azione concentrata. La valutazione della sollecitazione media di momento sulla sezione di verifica ha lo scopo di evitare sovradimensionamenti delle armature.

Sulle diverse modalità di valutazione delle medie legate alla possibile variazione di segno del momento lungo la sezione di verifica si consulti il manuale. Nel caso proposto il momento non cambia di segno lungo la sezione di verifica per cui risulta indifferente la metodologia scelta per la valutazione della media.



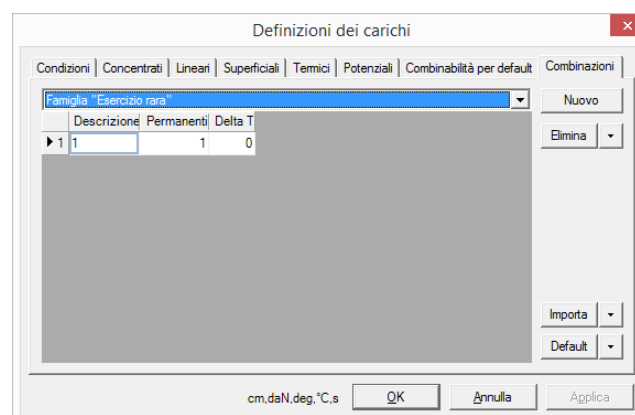
7.3.2 Analisi dei carichi

Viene definito un carico concentrato permanente $P=10000$ daN con direzione coincidente con l'asse z e verso contrario.



Esso viene applicato al centro della alla piastra.

7.3.3 Combinazione utilizzata



7.3.4 Caratteristiche della piastra

Proprietà	
Piastra C.A.	
Quota	Fondazione
Spessore	20
Punti	4 punti
Indice	1
X	400
Y	0
Estradosso	0
Materiale	C25/30
Carico superficiale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Carico potenziale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Forma	Superficie + Solido
Fondazione	No
Dimensione mesh	Default (10)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Solidi reali
Esposizione	X0

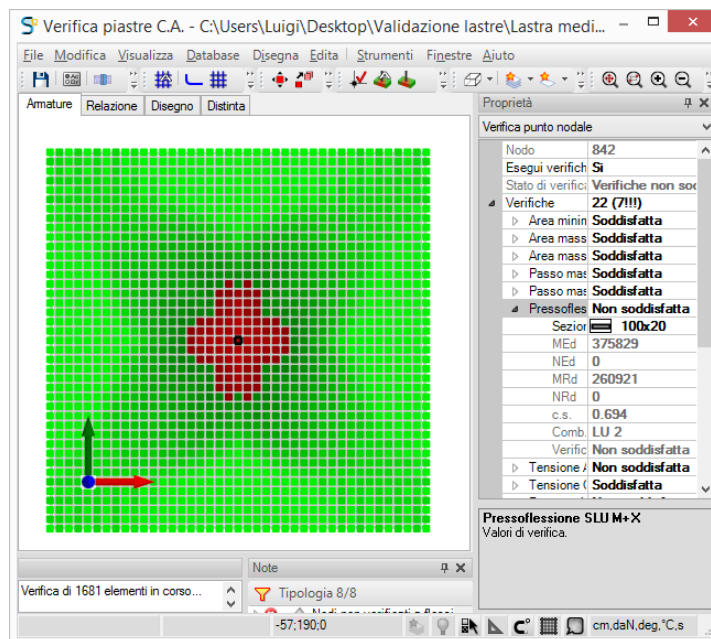
7.3.5 Caratteristiche del calcestruzzo

Calcestruzzo			
Descrizione	C25/30	Rck	daN/cm ² 300
E	daN/cm ² 314471.61	Massimo diametro inerte	cm 1.5
G	daN/cm ² Default (142941.64)	Curva Saenz (25 punti)	Modifica
v	0.10	D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (NTC)	
γ	daN/cm ³ 0.002500	Livello di conoscenza	Nuovo
α	°C ⁻¹ 0.000010		

Descrizione o nome assegnato all'elemento.

7.4 MEDIA VALUTATA DAL PROGRAMMA

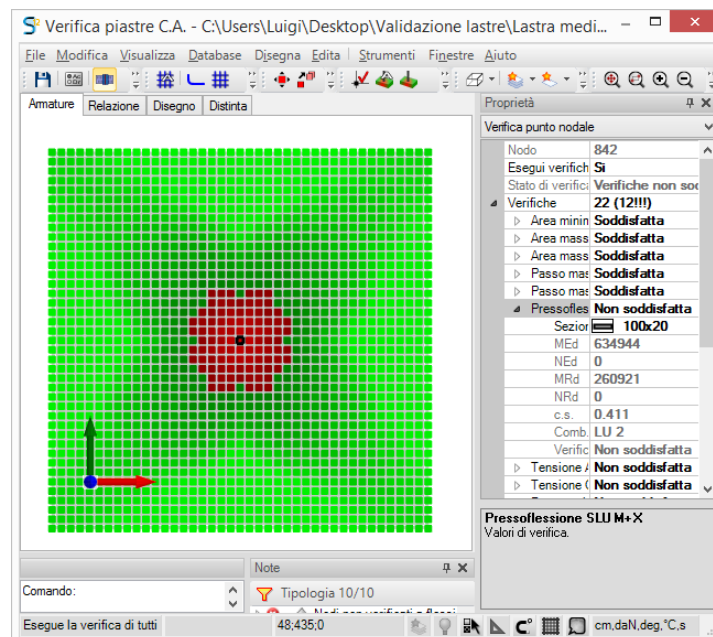
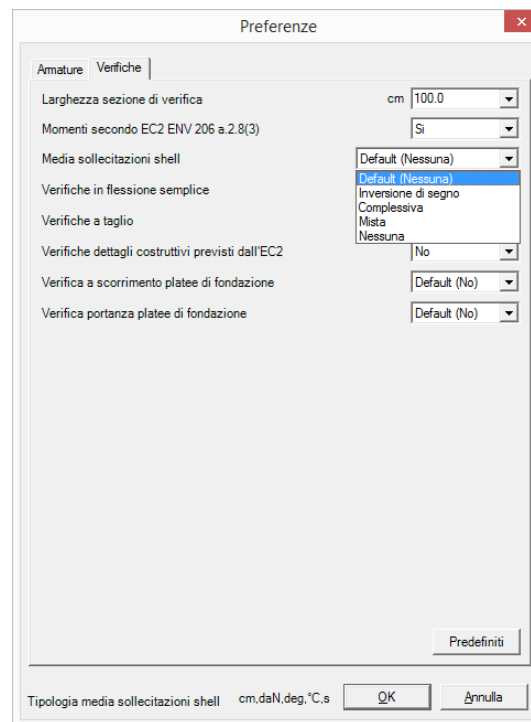
Per ottenere una buona precisione dei risultati si è modellata la piastra con mesh di 10 cm.

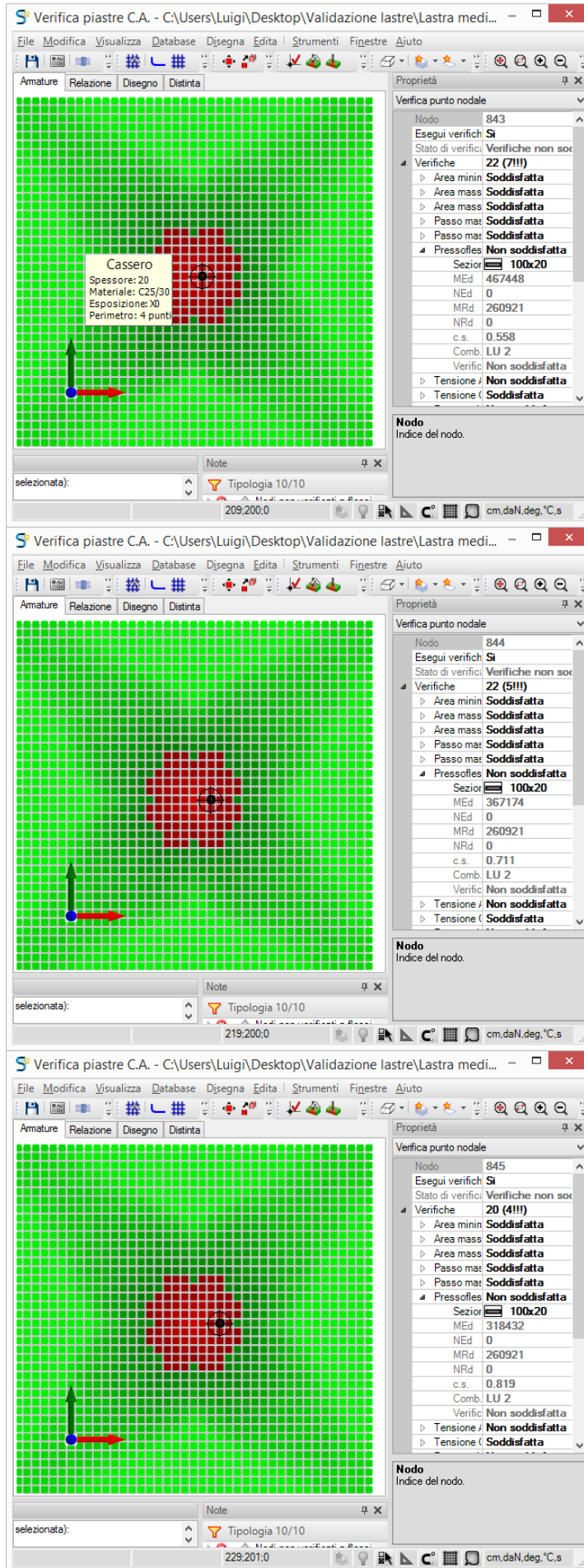


Per individuare il valore di momento flettente valutato dal programma si visualizza la verifica in combinazione SLU.

7.5 VALUTAZIONE DELLA MEDIA

Per calcolare analiticamente la media in oggetto si modificano le preferenze di verifica escludendo l'applicazione delle medie. Dopo avere richiesto la riverifica delle sezioni si procede alla lettura delle sollecitazioni di momento nei nodi interessati dalla sezione di verifica. Per motivi di simmetria si esaminano solo 6 nodi.





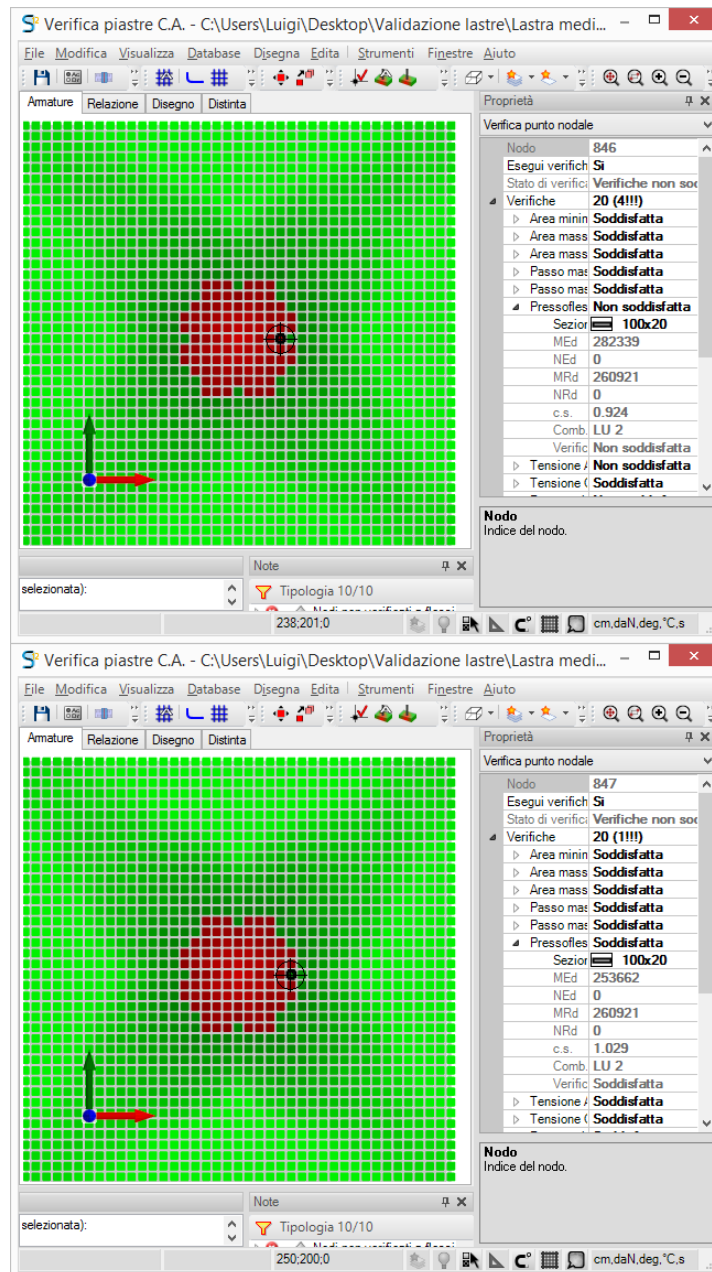


Tabella dei valori non mediati nei nodi.

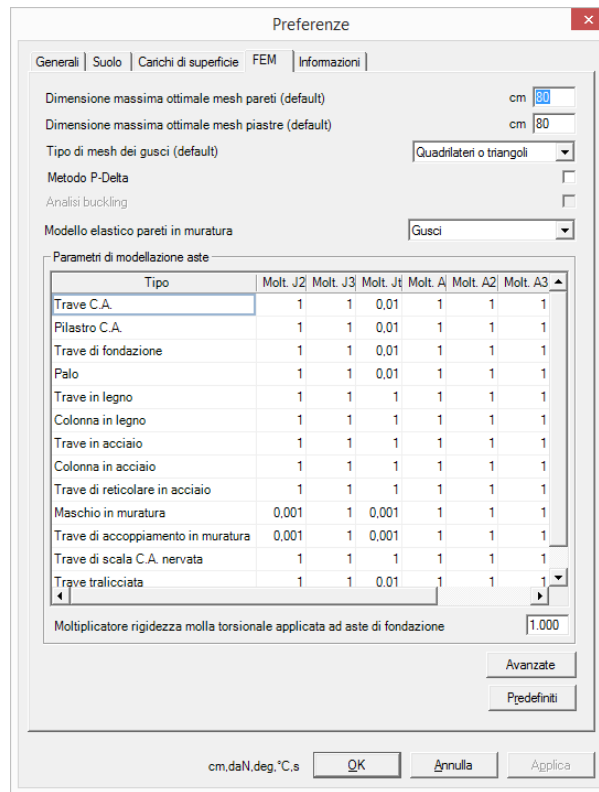
nodo	Momento (daN*cm/cm)
842	634944
843	467448
844	367174
845	318432
846	282339
847	253662

Media sulla intera sezione:

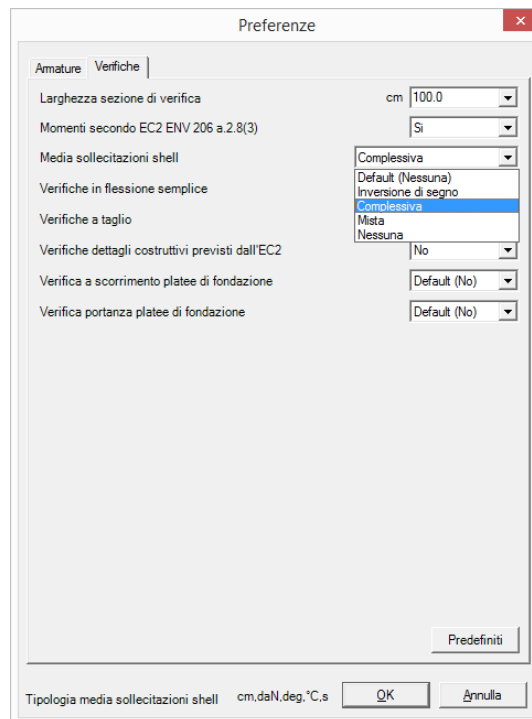
$$[634944+2*(467448+367174+318432+282339)+253662]/10=375939 \text{ daN*cm/cm}$$

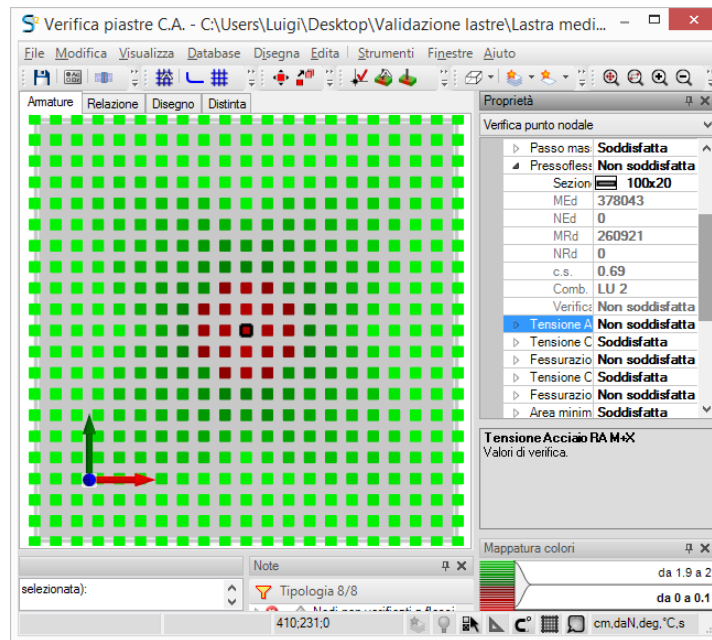
7.6 INFLUENZA NELLA MEDIA DELLA DIMENSIONE DELLE MESH

Per valutare la influenza della dimensione delle mesh nella valutazione delle medie si è modificata la dimensione da 10 cm a 80 cm.



Risolto nuovamente il modello si è richiesta la verifica con valutazione delle medie.





7.7 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Momento mesh=10 cm	375829 daNcm/cm	375939 daNcm/cm	0.03 %
Momento mesh=80 cm	378043 daNcm/cm	375939 daNcm/cm	0.56 %

8 Sollecitazioni integrali su piastre in c.a.

8.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

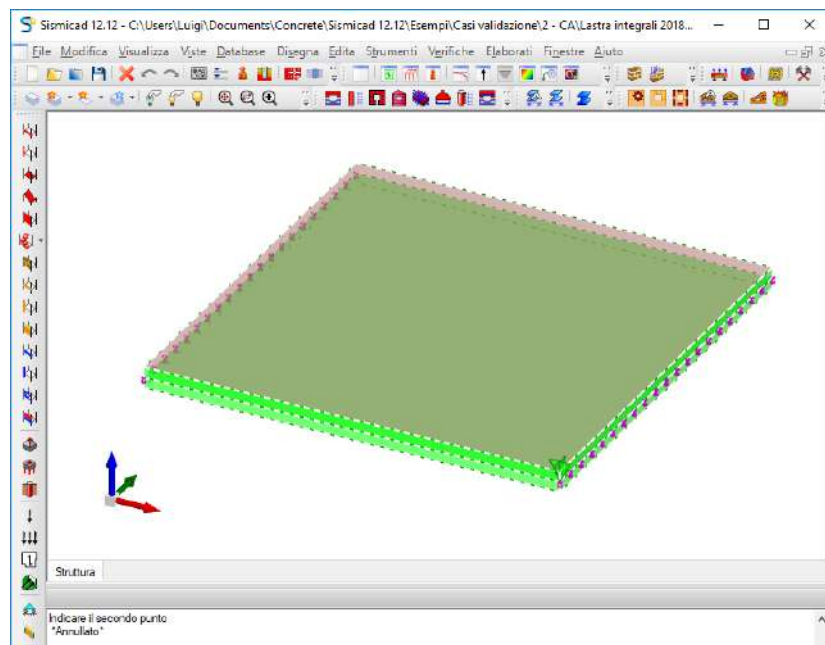
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda i risultati del comando 'Sollecitazioni integrali' anche in dipendenza della dimensione delle mesh in cui la piastra viene suddivisa.

8.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra integrali 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

8.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'esempio si riferisce ad una lastra piana in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 400 cm, dello spessore di 20 cm semplicemente appoggiata sui lati paralleli ad y e caricata con un carico uniforme permanente $q_z = -1000 \text{ daN/m}^2$ e con un carico concentrato permanente $P_y = 10000 \text{ daN}$ applicato al punto di coordinate 400,0. Nell'esempio viene valutato lo stato di sollecitazione della sezione in mezzeria dei lati che costituiscono appoggio.



8.3.1 Analisi dei carichi

Viene definito un carico concentrato permanente $P=10000 \text{ daN}$ con direzione coincidente con l'asse y e verso concorde.

Descrizione	Colore	Permanenti
1	■	0

Fx: 0
Fy: 10000
Fz: 0
Mx: 0
My: 0
Mz: 0

Esso viene applicato al vertice della piastra di coordinate 400,0.
Viene definito un carico superficiale permanente $q_z=1000$ daN/m² che viene applicato alla piastra.

Descrizione	Colore	Permanenti
1	■	1000

Valore: 1000
Tipo valore: Verticale

8.3.2 Caratteristiche della piastra

Proprietà	Valore
Quota	Fondazione
Spessore	20
Punti	4 punti
Indice	1
X	400
Y	0
Estradosso	0
Materiale	C25/30 senza peso
Carico superficiale	1
Carico potenziale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Forma	Superficie + Solido
Fondazione	No
Dimensione mesh	Default (80)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Solidi reali
Esposizione	X0

8.3.3 Caratteristiche del calcestruzzo

Descrizione: C25/30

Rck: daN/cm² 300

E: daN/cm² 314471.61

Massimo diametro inerte: cm 1.5

G: daN/cm² Default (142941.64)

Curva Saenz (25 punti): Modifica

v: 0.10

D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (NTC)

γ: daN/cm² 0.002500

Livello di conoscenza: Nuovo

α: °C⁻¹ 0.000010

Descrizione o nome assegnato all'elemento.

8.4 SOLLECITAZIONI INTEGRALI VALUTATE ANALITICAMENTE

Si valutano le sollecitazioni nella sezione parallela all'asse y posta nella mezzeria della piastra nella condizione di carico permanente.

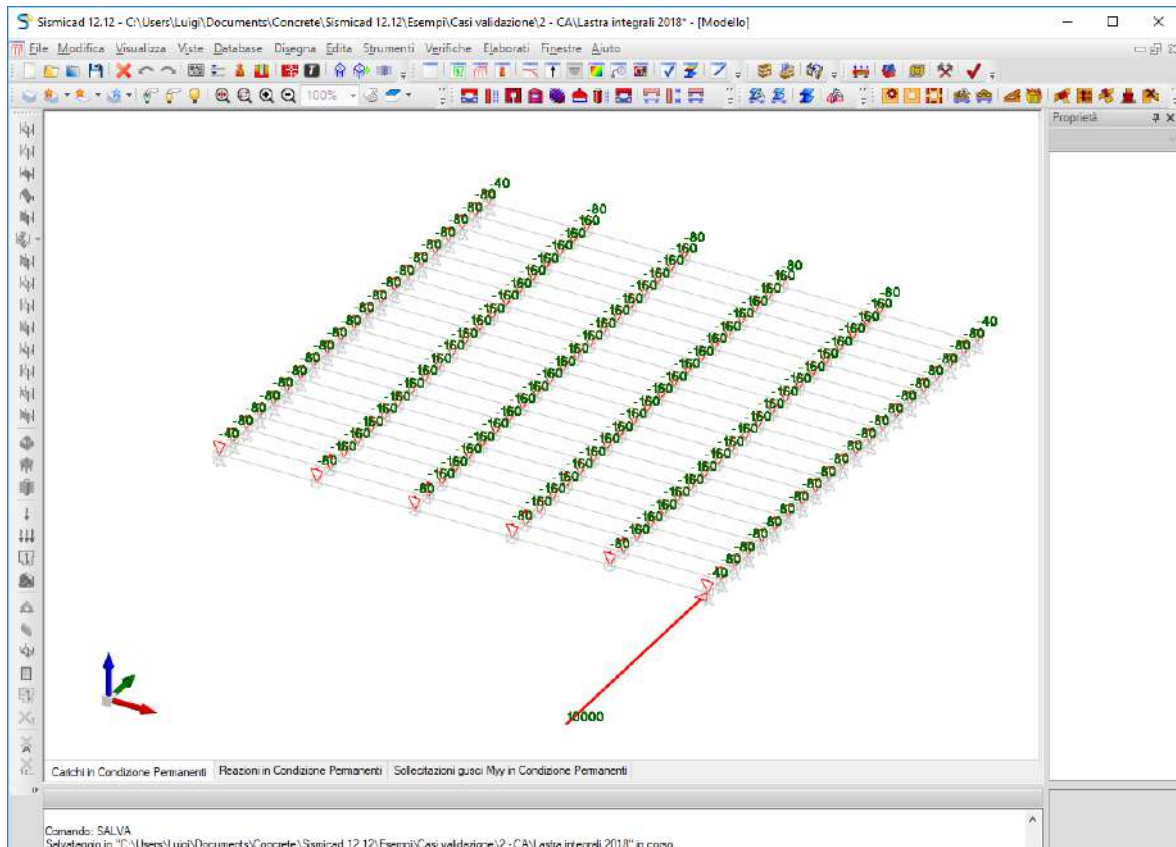
$M_x = 10000 \cdot 200 = 2000000$ daN*cm (momento nel piano)

$M_y = 1000 \cdot 4 \cdot 4^2 / 8 = 8000$ daN*m (momento fuori piano)

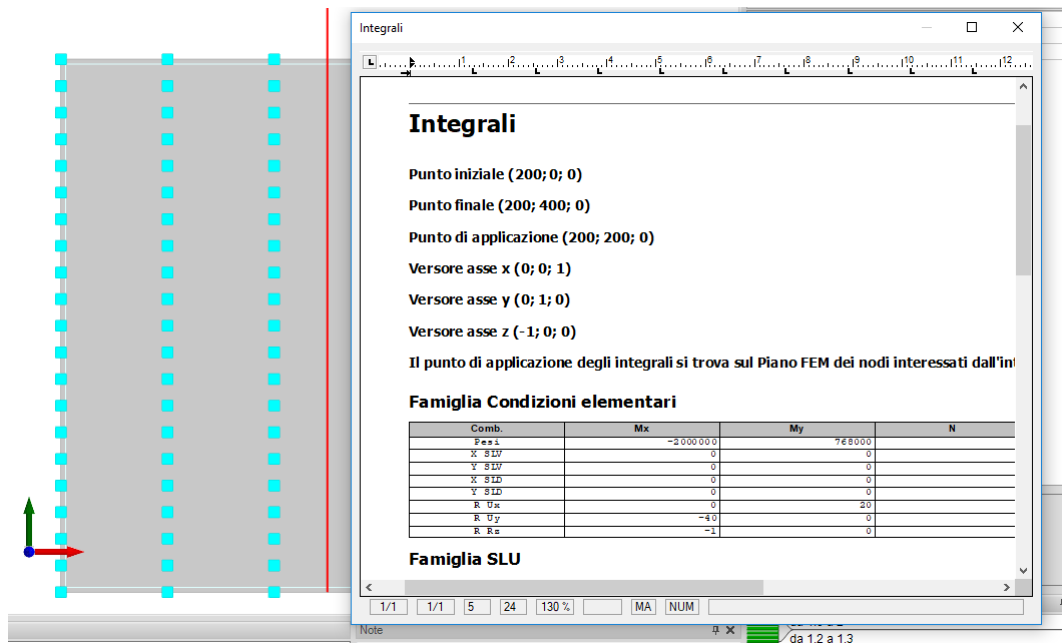
$T_y = 10000$ daN

8.5 SOLLECITAZIONI INTEGRALI CON SISMICAD

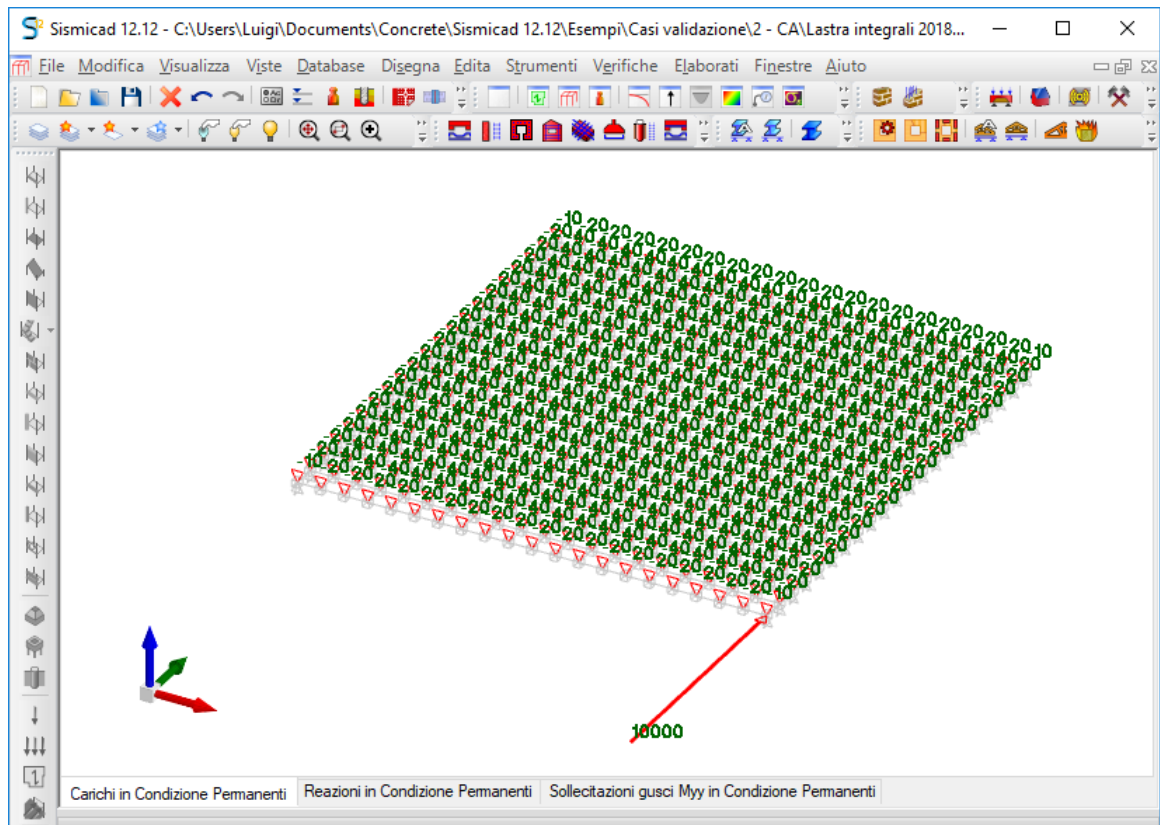
8.5.1 Sollecitazioni integrali con mesh di dimensione 80 cm



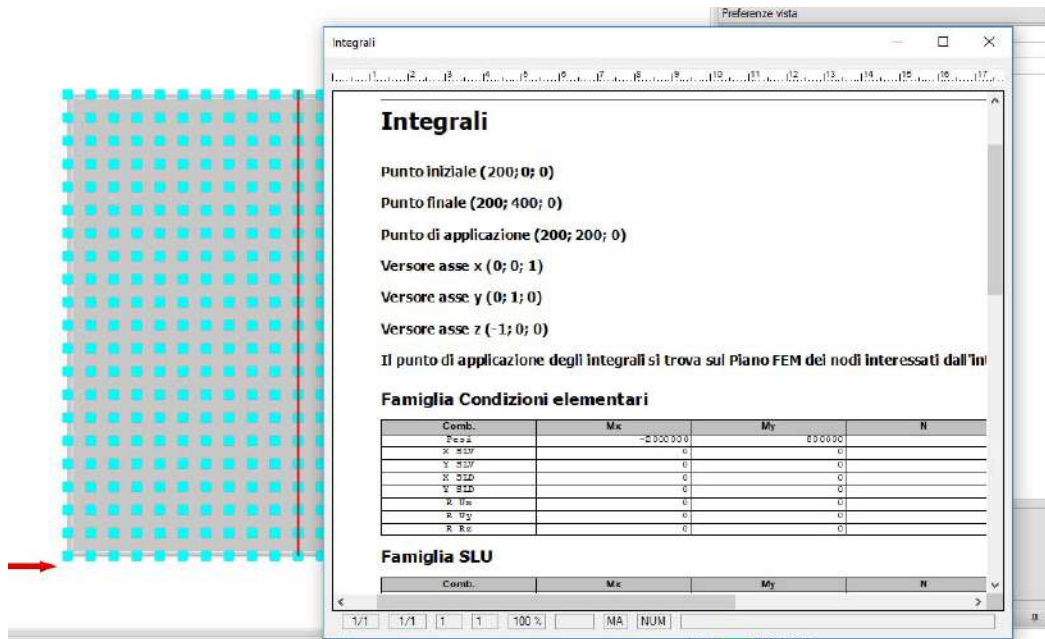
La modellazione del carico superficiale è costituita da carichi concentrati applicati ai nodi delle mesh. Si applica il comando e si richiede l'integrale delle sollecitazioni della sezione indicata in figura



8.5.2 Sollecitazioni integrali con mesh di dimensione 20 cm



La modellazione del carico superficiale è costituita da carichi concentrati applicati ai nodi delle mesh. Si applica il comando e si richiede l'integrale delle sollecitazioni della sezione indicata nella figura precedente.



8.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

	Sismicad	Analitico	Scarto
Taglio nel piano	10000 daN	10000 daN	0%
Momento nel piano	2000000 daNcm	2000000 daNcm	0%
Momento fuori piano mesh=80 cm	768000 daNcm	800000 daNcm	4%
Momento fuori piano mesh=20 cm	800000 daNcm	800000 daNcm	0%

La precisione nella valutazione del momento fuori piano è legata alla dimensione delle mesh.

9 Verifica a punzonamento su lastre in c.a.

9.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

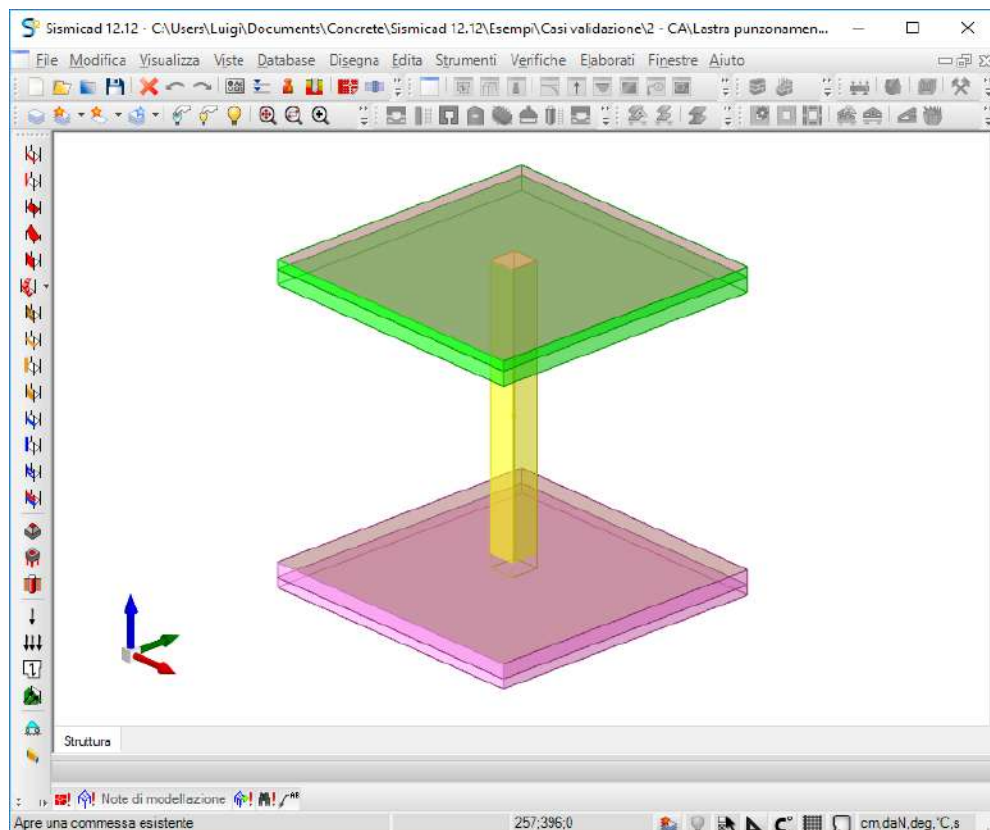
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda le verifiche a punzonamento. Secondo quanto indicato da NTC18 le verifiche vengono effettuate facendo riferimento ai § 6.4.4 e § 6.4.5 dell'Eurocodice 2.

9.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra punzonamento 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.12\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

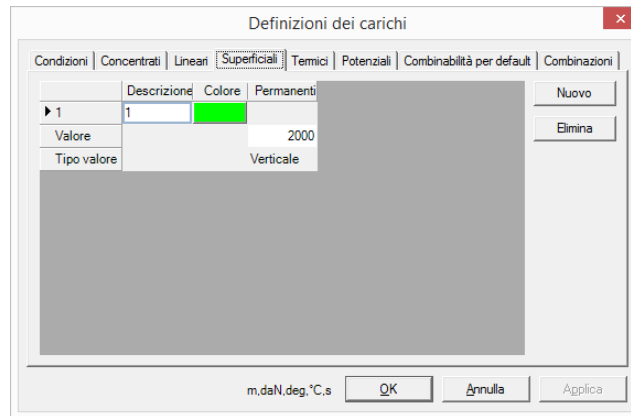
9.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'esempio si compone di due lastre piane in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 300 cm x 300 cm, dello spessore di 25 cm. La lastra a piano primo è caricata con un uniforme permanente di $qz=2000$ daN/m². La lastra a livello fondazione è poggata su suolo elastico di costante di sottofondo $k_w=3$ daN/cm³. Le due lastre sono collegate da un pilastro in c.a. di sezione 30*30 cm posto con eccentricità 20 cm sia in direzione x che in direzione y rispetto al centro delle lastre. L'esempio è analizzato per soli carichi gravitazionali.



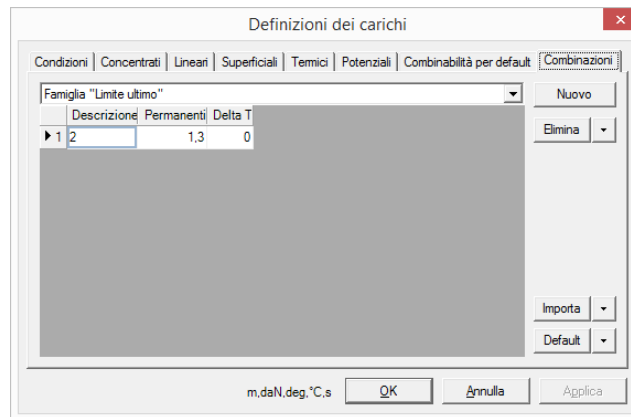
9.3.1 Analisi dei carichi

Viene definito un carico superficiale uniforme permanente $q=2000 \text{ daN/m}^2$ con direzione coincidente con l'asse z e verso contrario.



Esso viene applicato alla piastra.

9.3.2 Combinazione utilizzata



9.3.3 Caratteristiche delle piastre

Proprietà		Proprietà	
Piastra C.A.		Piastra C.A.	
Quota	Piano 1	Quota	Fondazione
Spessore	25	Spessore	25
▷ Punti	4 punti	▷ Punti	4 punti
Estradosso	0	Estradosso	0
Materiale	C25/30	Materiale	C25/30
Carico superficiale	 1	Carico superficiale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Carico potenziale	<input type="checkbox"/> Nessuno	Carico potenziale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno	Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sovreresistenza	0	Sovreresistenza	0
Sisma Z	No	Sisma Z	No
Forma	Superficie + Solido	Forma	Superficie + Solido
Fondazione	No	▷ Fondazione	Plu' vicino in sito : 0; 0; Default
Dimensione mesh	Default (30)	Dimensione mesh	Default (30)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)	Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
▷ Punti FEM	4 punti	▷ Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno	Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Default (Solidi reali)	Incollamenti	Default (Solidi reali)
Esposizione	X0	Esposizione	X0

9.3.4 Caratteristiche del calcestruzzo

Calcestruzzo ✖

Descrizione	<input type="text" value="C25/C30"/>	Rck	daN/cm ²	<input type="text" value="300"/>
E	daN/cm ²	<input type="text" value="314471.61"/>	Massimo diametro inerte	cm <input type="text" value="1.5"/>
G	daN/cm ²	Default (142941.64)	Curva Saenz (25 punti)	<input type="button" value="Modifica"/> ▼
v		<input type="text" value="0.10"/>	D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (NTC)	
Y	daN/cm ²	<input type="text" value="0.002500"/>	Livello di conoscenza	<input type="text" value="Nuovo"/> ▼
α	°C ⁻¹	<input type="text" value="0.000010"/>		

Descrizione o nome assegnato all'elemento.

9.4 VERIFICHE A PUNZONAMENTO ESEGUITE DAL PROGRAMMA

Entrambe le lastre sono armate con la medesima armatura $\Phi 14/20$ B450C.

Preferenze ✖

Amature | Verifiche |

Angolo rotazione armature deg

Inferiore | Superiore |

Armatura inferiore più vicina al cassero

Tipo

Direzione X
 Presente \emptyset Passo cm

Direzione Y
 Presente \emptyset Passo cm

Copriferro inferiore cm

Ancoraggio armatura diffusa X

Ancoraggio armatura diffusa Y

Lunghezza massima delle barre cm

cm, daN, deg, °C, s

Preferenze ✖

Amature | Verifiche |

Angolo rotazione armature deg

Inferiore | Superiore |

Armatura superiore più vicina al cassero

Tipo

Direzione X
 Presente \emptyset Passo cm

Direzione Y
 Presente \emptyset Passo cm

Copriferro superiore cm

Ancoraggio armatura diffusa X

Ancoraggio armatura diffusa Y

Lunghezza massima delle barre cm

cm, daN, deg, °C, s

Per entrambe le lastre viene richiesta la verifica automatica a punzonamento.

Verifica automatica punzonamento ✖

β	Automatico
Armatura	Automatica radiale: 8 mm; 12 mm; 14 mm
Tipo	Automatica radiale
$\phi 1$	8 mm
$\phi 2$	12 mm
$\phi 3$	14 mm

β
 Coefficiente per reazione eccentrica rispetto al perimetro di verifica. Il valore è adimensionale. Con il valore "Automatico" viene calcolato automaticamente secondo EC2 Parte 1-1 §6.4.3(6.39)

cm

9.4.1 Lastra a piano 1

The screenshot displays the Sismicad software interface for a slab reinforcement design. The main window shows a grid of reinforcement bars (green squares) on a slab. A circular area in the center is highlighted with a red dashed pattern, indicating a specific verification zone. The software title bar reads "Verifica piastre C.A. - C:\Users\Luigi\Documents\Concrete\Sismicad 12.12\Esempi\Casi validazione\2 - CA\Lastra punzonamento 2018\Piastre-Plates\Piastro a 'Piano 1'".

Text in the main window: "Armatura diffusa presente INF Ø14/20 in X/Y SUP Ø14/20 in X/Y".

The right-hand panel, titled "Proprietà", shows the "Verifica a punzonamento" (Punching Shear Verification) properties. The table below summarizes the key data from this panel.

Descrizione	Default (Z1)
Lato punzonante	Inferiore
U1	Automatico
β	Automatico
Armatura	Radiale: 8 mm; 4.7; 12.2; 0; 12
Stato di verifica	Verifiche non soddisfatte
Verifiche	8 (3!!!)
Resistenza in assenza di armature Inferiore SLU	Non soddisfatta ma non necessaria
VEd	27357
ved	5.31
vr.d.c	5.01
d	20.6
Peso Blocco	3356
Reazione suolo	0
Lunghezza efficace	377.21
Formula β	(6.43)
β	1.5086
M1	-614298
M2	-614298
Offset	41.2
c.s.	0.944
Comb.	SLU 2
Verifica	Non soddisfatta ma non necessaria
Resistenza a punzonamento perimetro U0 Inferiore	Non soddisfatta
VEd	30405
ved	33.39
vr.d.max	28.22
d	20.6
Peso Blocco	307
Reazione suolo	0
Lunghezza efficace	120
Formula β	(6.43)
β	2.7143
M1	-614298
M2	-614298
c.s.	0.845
Comb.	SLU 2
Verifica	Non soddisfatta
Resistenza in presenza di armature Inferiore SLU	Soddisfatta
VEd	27357
ved	5.31
vr.d.cs	9.15
d	20.6
sr	12
Asw	6.03
fywd.ef	3015
Offset Uout	44.88
Lunghezza efficace Uout	399.77
c.s.	1.722
Comb.	SLU 2
Verifica	Soddisfatta
Passo spille a punzonamento	Soddisfatta

Bottom status bar: "Resistenza in presenza di armature Inferiore SLU Verifica di resistenza in presenza di armature per punzonamento lato inferiore." and "303:404:0 cm.daN.deg.°C.s".

9.4.2 Lastra in fondazione

Verifica piastre C.A. - C:\Users\Luig\Documents\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA\Lastra punzonamento 2018\Piastre-Plater\Platea a 'Fondazione'

Armatura diffusa presente
INF Ø14/20 in X'Y'
SUP Ø14/20 in X'Y'

Proprietà

Verifica a punzonamento

Descrizione	Default (Z1)
Lato punzonante	Superiore
U1	Automatico
β	Automatico
Armatura	Radiale; 12 mm; 6.2; 15.5; 2; 0.9
Stato di verifica	Verifiche non soddisfatte
Verifiche	8 (Z11)
Resistenza in assenza di armature Superiore SLU	Non soddisfatta ma non necessarie
VEd	-27421
ved	6.39
vrd,c	6.14
d	20.6
Peso Blocco	378
Reazione suolo	4562
Lunghezza efficace	330.15
Formula β	(6.43)
β	1.586
M1	614298
M2	614298
Offset	33.66
c.s.	0.959
Comb.	SLU 2
Verifica	Non soddisfatta ma non necessarie
Resistenza a punzonamento perimetro U0 Superiori	Non soddisfatta
VEd	-31150
ved	-33.69
vrd,max	28.22
d	20.6
Peso Blocco	73
Reazione suolo	0
Lunghezza efficace	120
Formula β	(6.43)
β	2.6734
M1	614298
M2	614298
c.s.	0.838
Comb.	SLU 2
Verifica	Non soddisfatta
Resistenza in presenza di armature Superiore SLU	Soddisfatta
VEd	-27421
ved	6.39
vrd,c	12.67
d	20.6
sr	15.45
Asw	10.18
f _{ywd,ef}	3015
Offset Uout	35.95
Lunghezza efficace Uout	344.17
c.s.	1.981
Comb.	SLU 2
Verifica	Soddisfatta
Posso spillo a punzonamento	Soddisfatta

Resistenza in presenza di armature Superiore SLU
Verifica di resistenza in presenza di armature per punzonamento lato superiore.

Comando SELEZIONE
Selezionare entità [Twitter/Ultima] (1 selezionata):

Note

Tipologia 18/18

Nodi non verificati a flessione, see

39.354.0 cm da N, deg. °C, s

9.5 VERIFICHE ANALITICHE

9.5.1 Lastra a piano 1

Resistenza in assenza di armature

Altezza utile media $d=25-3-1.4=20.6$ cm

Lunghezza perimetro u_1 (a distanza $2d$) $l_{eff}=30*4+20.6*2*2*\pi=378.7$ cm

Carico dalla piastra $P=1.3*(2000+625)*3*3=30719$ daN

Peso del blocco punzonato $1.3*[30*30*25+4*2*20.6*30*25/2+(2*20.6)^2*\pi*25/3]*.0025=403.7$ daN

Carico superficiale sul blocco punzonato $1.3*[30*30+2*4*20.6*30+(2*20.6)^2*\pi]*.2=2905$ daN

Carico punzonante $30719-403.7-2905=27410$ daN

$e_y=e_x=30719*20/27410=22.41$ cm

$b_x=b_y=30+2*2*20.6=112.4$ cm

$\beta(EN 6.43)=1+1.8*\sqrt{2*(22.41/112.4)^2}=1.507$

$v_{ed}=1.507*27410/378.7/20.6=5.29$ daN/cm²

$c_{Rd,c}=0.18/1.5=0.12$

$k=1+(250/206)^{.5}=2.1 \rightarrow 2$

$\rho_l=1.539/(20*20.6)=0.00374$

$f_{ck}=25$ mpa

$v_{Rd,c}=10*[0.12*2*(100*.00374*25)^{.3333}]=5.05$ daN/cm²

Resistenza perimetro U0

Lunghezza perimetro $l_{eff}=120$ cm

Peso del blocco punzonato $1.3 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 0.025 = 67.5$ daN
 Carico superficiale sul blocco punzonato $1.3 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 2 = 234$ daN
 Carico punzonante $30719 - 67.5 - 234 = 30417$ daN
 $e_y = e_x = 30719 \cdot 20 / 30417 = 20.2$ cm
 $b_x = b_y = 30$ cm
 $\beta(\text{EC2 } 6.43) = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{2 \cdot (20.2/30)^2} = 2.71$
 $v_{ed} = 2.71 \cdot 30417 / 120 / 20.6 = 33.35$ daN/cm²
 $f_{cd} = 300 \cdot 0.83 \cdot 0.85 / 1.5 = 141.1$ daN/cm²
 $v_{Rd,max} = 0.4 \cdot 0.5 \cdot 141.1 = 28.22$ daN/cm²
Resistenza in presenza di armature
 Perimetro efficace a distanza 44.88 cm dal pilastro $l_{eff} = 30 \cdot 4 + 44.88 \cdot 2 \cdot \pi = 401.8$ cm
 $v_{ed} = 1.507 \cdot 27421 / 401.8 / 20.6 = 4.99$ daN/cm²
 $A_{sw} = 6.03$ cm² (12Φ8)
 $s_r = 12$ cm
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot 206 = 301.5$ Mpa
 $v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot 5.05 + 1.5 \cdot (20.6/12) \cdot 6.03 \cdot 3015 / (401.8 \cdot 20.6) = 9.44$ daN/cm²

9.5.2 Lastra in fondazione

Resistenza in assenza di armature
 Altezza utile media $d = 25 - 3 - 1.4 = 20.6$ cm
 Offset = 32.15 cm
 Lunghezza perimetro u_1 (a distanza 32.15) $l_{eff} = 30 \cdot 4 + 32.15 \cdot 2 \cdot \pi = 321.9$ cm
 Carico dal pilastro $P = 1.3 \cdot [(2000 + 625) \cdot 3 \cdot 3 + 0.3 \cdot 3 \cdot 2.8 \cdot 2500] = 31531$ daN
 Peso del blocco punzonato $1.3 \cdot [30 \cdot 30 \cdot 25 + 4 \cdot 32.15 \cdot 30 \cdot 25 / 2 + 32.15^2 \cdot \pi \cdot 25 / 3] \cdot 0.025 = 317.7$ daN
 Si assume una pressione media in slu_2 di 0.55 daN/cm²
 Reazione del terreno $(30 \cdot 30 + 4 \cdot 30 \cdot 32.15 + 32.15^2 \cdot \pi) \cdot 0.55 = 8003.5 \cdot 0.55 = 4402$ daN
 Carico punzonante $31531 - 4402 + 317.7 = 27446.7$ daN
 $e_y = e_x = 31531 \cdot 20 / 27446.7 = 23.16$ cm
 $b_x = b_y = 30 + 2 \cdot 32.15 = 94.3$ cm
 $\beta(\text{EC2 } 6.43) = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{2 \cdot (23.16/94.3)^2} = 1.63$
 $v_{ed} = 1.63 \cdot 27446.7 / 321.9 / 20.6 = 6.75$ daN/cm²
 $C_{Rd,c} = 0.18 / 1.5 = 0.12$
 $k = 1 + (250/206)^{1.5} = 2.1 \rightarrow 2$
 $\rho_l = 1.539 / (20 \cdot 20.6) = 0.00374$
 $f_{ck} = 25$ mpa
 $v_{Rd} = 10 \cdot [0.12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.00374 \cdot 25)^{0.3333}] \cdot 2 \cdot 20.6 / 32.15 = 6.47$ daN/cm²
Resistenza perimetro U0
 Lunghezza perimetro $l_{eff} = 120$ cm
 Peso del blocco punzonato $1.3 \cdot 30 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 0.025 = 67.5$ daN
 Si assume una pressione media in slu_2 di 0.56 daN/cm²
 Reazione del terreno $30 \cdot 30 \cdot 0.56 = 504$ daN
 Carico punzonante $31531 + 67.5 - 504 = 31094$ daN
 $e_y = e_x = 31531 \cdot 20 / 31094 = 20.3$ cm
 $b_x = b_y = 30$ cm
 $\beta(\text{EC2 } 6.43) = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{2 \cdot (20.3/30)^2} = 2.72$
 $v_{ed} = 2.72 \cdot 31094 / 120 / 20.6 = 34.21$ daN/cm²
 $f_{cd} = 300 \cdot 0.83 \cdot 0.85 / 1.5 = 141.1$ daN/cm²
 $v_{Rd,max} = 0.4 \cdot 0.5 \cdot 141.1 = 28.22$ daN/cm²
Resistenza in presenza di armature
 Perimetro efficace a distanza 34.38 cm dal pilastro $l_{eff} = 30 \cdot 4 + 34.38 \cdot 2 \cdot \pi = 338.5$ cm
 $v_{ed} = 1.63 \cdot 27446.7 / 338.5 / 20.6 = 6.41$ daN/cm²
 $A_{sw} = 10.17$ cm² (9Φ12)
 $s_r = 15.5$ cm
 $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 \cdot 206 = 301.5$ Mpa
 $v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot 6.47 + 1.5 \cdot (20.6/15.5) \cdot 10.17 \cdot 3015 / (338.5 \cdot 20.6) = 4.85 + 9.22 = 14.07$ daN/cm²

9.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

9.6.1 Lastra a piano 1

	Sismicad	Analitico	Scarto
--	----------	-----------	--------


V_{Ed} perimetro U1	5.31 daN/cm ²	5.29 daN/cm ²	0.38 %
$V_{Rd,c}$	5.01 daN/cm ²	4.99 daN/cm ²	0.4%
V_{Ed} perimetro U0	33.48 daN/cm ²	33.35 daN/cm ²	0.39 %
$V_{Rd,max}$	28.22 daN/cm ²	28.22 daN/cm ²	0%
$V_{Rd,cs}$	9.15 daN/cm ²	9.44 daN/cm ²	3.07%

9.6.2 Lastra in fondazione

	Sismicad	Analitico	Scarto
V_{Ed} perimetro U1	6.7 daN/cm ²	6.75 daN/cm ²	0.74%
V_{Rd}	6.42 daN/cm ²	6.47 daN/cm ²	0.77%
V_{Ed} perimetro U0	33.69 daN/cm ²	34.21 daN/cm ²	1.54 %
$V_{Rd,max}$	28.22 daN/cm ²	28.22 daN/cm ²	0%
$V_{Rd,cs}$	12.67 daN/cm ²	14.07 daN/cm ²	11.05%

10 Verifica di diaframma di piano nelle piastre in c.a.

10.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

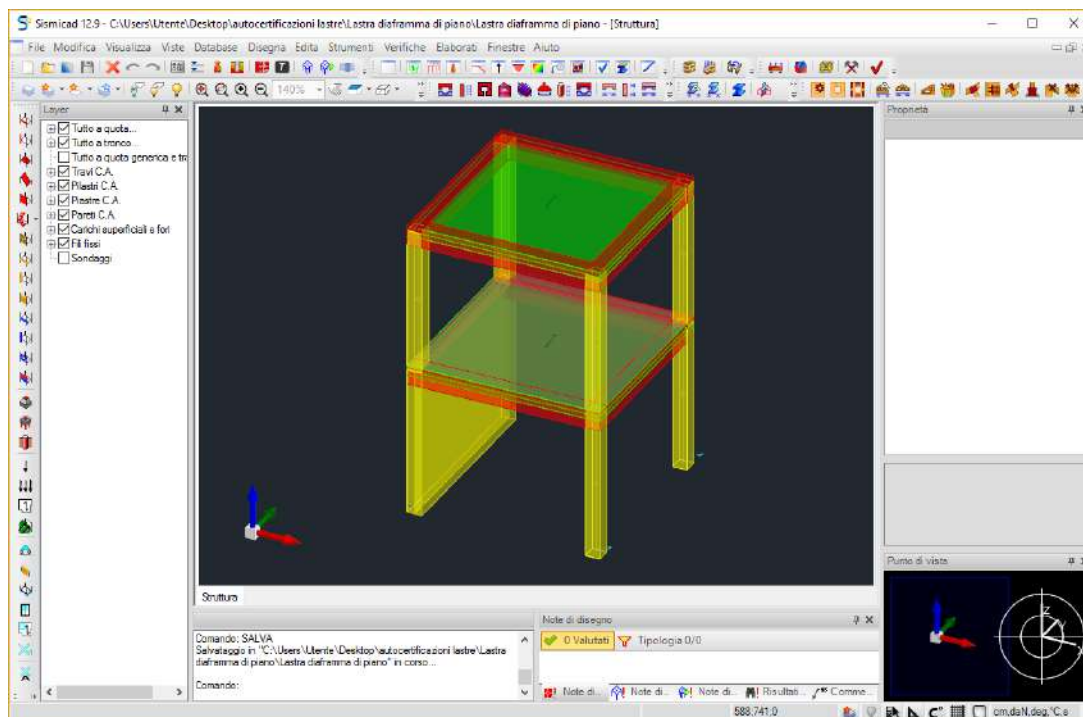
E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle piastre di Sismicad 12 per quanto riguarda i risultati del comando  'Verifica sezione di diaframma' che risponde alle richieste di NTC18 §7.4.4.4.1.: "Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%."

10.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Lastra diaframma di piano 2018* presente nella cartella "*\\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

10.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

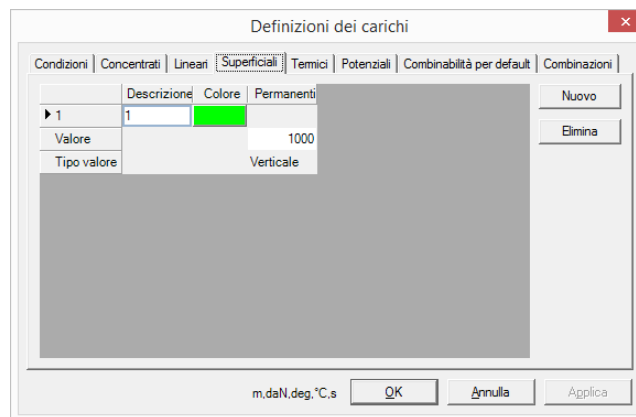
L'esempio si riferisce ad edificio a due piani in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 400 cm x 400 cm. Gli orizzontamenti sono costituiti da travi e solai in laterizio. Essi sono sostenuti al secondo piano da quattro pilastri ed a piano primo da due pilastri e da una parete. Entrambe i solai sono caricati con un carico uniforme permanente $q_z = -1000 \text{ daN/m}^2$



Il solaio a piano secondo è dichiarato infinitamente rigido nel funzionamento a diaframma di piano. Il solaio a piano primo è dichiarato a funzionamento 'nessuno' come diaframma di piano. Al solaio a piano primo è stata sovrapposta una lastra dello spessore di 4 cm di calcestruzzo senza peso a simulare la presenza della cappa. Si assegna così un comportamento elastico nel funzionamento a diaframma di piano al solaio a piano primo.

10.3.1 Analisi dei carichi

Viene definito un carico superficiale permanente $q_z=1000$ daN/m² che viene applicato alla piastra a secondo piano.



10.3.2 Caratteristiche della piastra a piano primo

Proprietà	
Piastra C.A.	
Quota	Piano 1
Spessore	4
Punti	4 punti
Indice	1
X	400
Y	0
Estradosso	0
Materiale	C25/30 senza peso
Carico superficiale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Carico potenziale	<input type="checkbox"/> Nessuno
Variazione termica	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
Forma	Superficie + Solido
Fondazione	No
Dimensione mesh	Default (80)
Tipo mesh	Default (Quadrilateri o triangoli)
Punti FEM	4 punti
Cerniere	Nessuno
Incollamenti	Default (Solidi reali)
Esposizione	X0

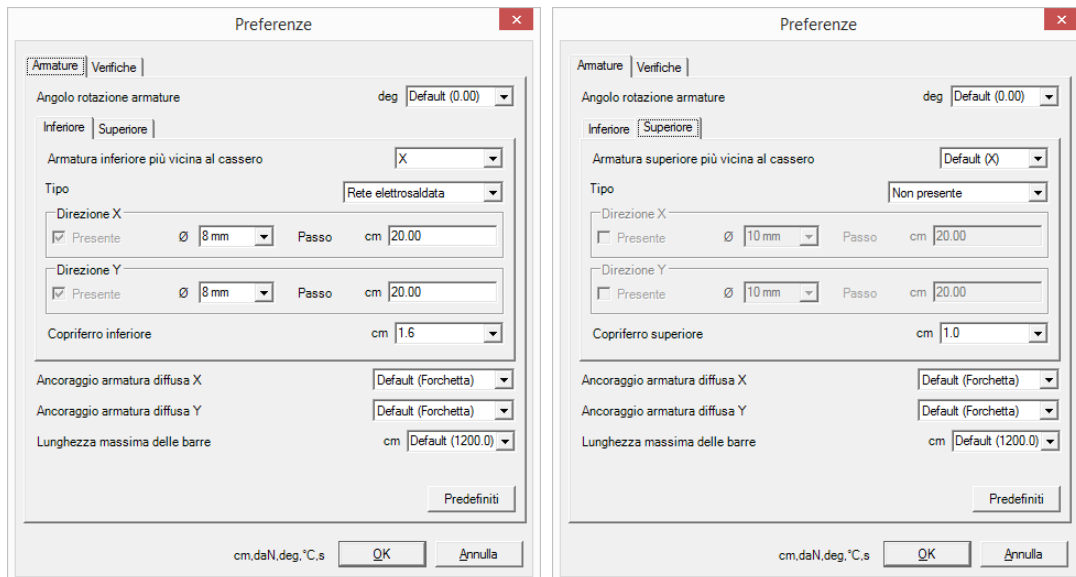
10.3.3 Caratteristiche del calcestruzzo della piastra a piano primo

Calcestruzzo			
Descrizione	C25/30	Rck	daN/cm ² 300
E	daN/cm ² 314471.61	Massimo diametro inerte	cm 1.5
G	daN/cm ² Default (142941.64)	Curva Saenz (25 punti)	Modifica
v	0.10	D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (NTC)	
y	daN/cm ³ 0.002500	Livello di conoscenza	Nuovo
α	°C ⁻¹ 0.000010		
Descrizione o nome assegnato all'elemento.		OK	Annulla

10.4 VERIFICA IN SISMICAD

Dopo avere risolto il modello si lancia la 'Verifica piastre e platee' e si seleziona la piastra a piano primo.

La piastra viene armata con un foglio di rete $\Phi 8/20$.



Si richiede quindi la verifica e si individua la sezione da sottoporre a verifica del diaframma di piano.

S² Verifica piastre C.A. - C:\Users\Luigi\Documents\Concrete\Sismicad 12.12\Esempi\Casi ...

File Modifica Visualizza Database Disegna Edita Strumenti Finestre Aiuto

Amature Relazione Disegno Distinta

Proprietà

Verifica sezione di diaframma

Descrizione	Default (S1)
> Punto iniziale	200; -20
> Punto finale	200; 420
Esegui verifica scorrimer	Si
Esegui verifica a taglio	Si
Stato di verifica	Verifiche soddisfatte
Verifiche	3
v Pressoflessione SLL	Soddisfatta
Sezione	4x400
MEd	5515
NEd	1609
MRd	132509
NRd	38655
c.s.	24.027
Comb.	SLV 14
Verifica	Soddisfatta
v Taglio SLU V+	Soddisfatta
Ved	1485
N	1208
Vrd	32129
Vrdc	3710
Asl	3.52
cotg(θ)	1.1
Asw/s	0.03
Vrsd	32129
Vrcd	33374
c.s.	21.632
Comb.	SLV 10
Verifica	Soddisfatta
v Resistenza a scorrim	Soddisfatta
M	8681
N	1208
Ved	1485
Vrd.s	8686
Vdd	8686
Vfd	0
c.s.	5.848
Comb.	SLV 10
Verifica	Soddisfatta

Resistenza a scorrimento SLU
Verifica della resistenza a scorrimento.

Verifica di 37 elementi in corso...

Note

Tipologia 1/1

Coprifero minimo n

248,639;0

cm,daN,deg,°C,s

10.5 VERIFICA ANALITICA

10.5.1 Sollecitazioni nella sezione di verifica

Le sollecitazioni si ottengono attraverso la funzione 'Sollecitazione integrali'.
Per effettuare le verifiche i valori vanno incrementati del 30%.

Famiglia SLV

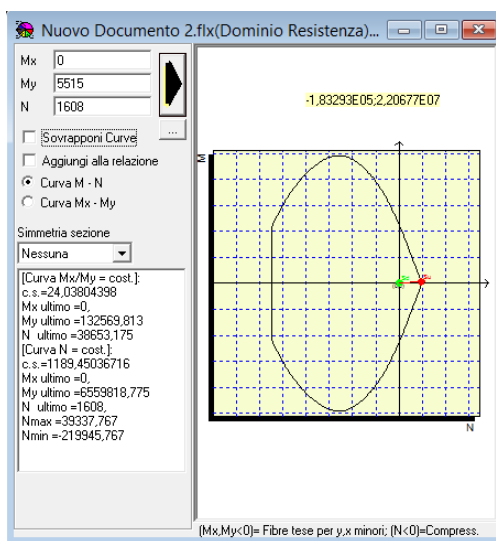
Comb.	Mx	My	N	Tx	Ty
SLV 1	-2132.8	3431.2	355.7	10	316
SLV 2	4169.1	3240.2	355.7	10	357
SLV 3	-4242.3	3494.6	355.7	10	-357
SLV 4	2059.7	3303.6	355.7	10	-316
SLV 5	353.7	8655.7	664.3	4	1102
SLV 6	6677.6	8464.7	664.3	4	1142
SLV 7	-6677.6	8867.1	664.3	4	-1143
SLV 8	-375.7	8676.1	664.3	4	-1102
SLV 9	375.7	11483	928.9	-2	1102
SLV 10	6677.6	11291.9	928.9	-2	1143
SLV 11	-6655.7	11694.4	928.9	-2	-1142
SLV 12	-353.7	11903.4	928.9	-2	-1102
SLV 13	-2059.7	14855.5	1237.5	-8	316
SLV 14	4242.3	14664.5	1237.5	-8	357

10.5.2 Valori di calcolo dei materiali

$f_{cd} = 0.8 * 0.83 * 0.85 * 300 / 1.5 = 113 \text{ daN/cm}^2$ (spessore minore di 5 cm)
 $f_{yd} = 4500 / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$

10.5.3 Verifica a pressoflessione in combinazione SLV 14

Sezione rettangolare $b=4 \text{ cm}$ $h=400 \text{ cm}$
Armatura $\Phi 8/20 \text{ cm}$
 $M_{Ed} = 1.3 * 4242.3 = 5515 \text{ daN} * \text{cm}$
 $N_{Ed} = 1.3 * 1237 = 1608 \text{ daN}$



10.5.4 Verifica a taglio in combinazione SLV 10

Sezione rettangolare $b=4 \text{ cm}$ $h=400 \text{ cm}$ staffe 1 braccio $\Phi 8/20$
Assumendo $d=0.833 * h=333 \text{ cm}$
 $f_{cd} = 0.8 * 0.83 * 0.85 * 300 / 1.5 = 113 \text{ daN/cm}^2$
 $f_{yd} = 4500 / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$
 $\cotg \theta = 1.1$
 $VR_{sd} = 0.9 * 333 * 0.5 / 20 * 3913 * 1.1 = 32250 \text{ daN}$
 $VR_{cd} = 0.9 * 333 * 4 * 5 * 113 * 1.1 / (1 + 1.1^2) = 33712 \text{ daN}$
 $VE_{d} = 1.3 * 1143 = 1486 \text{ daN}$
 $\text{Coeff. sic} = 32250 / 1486 = 21.7$

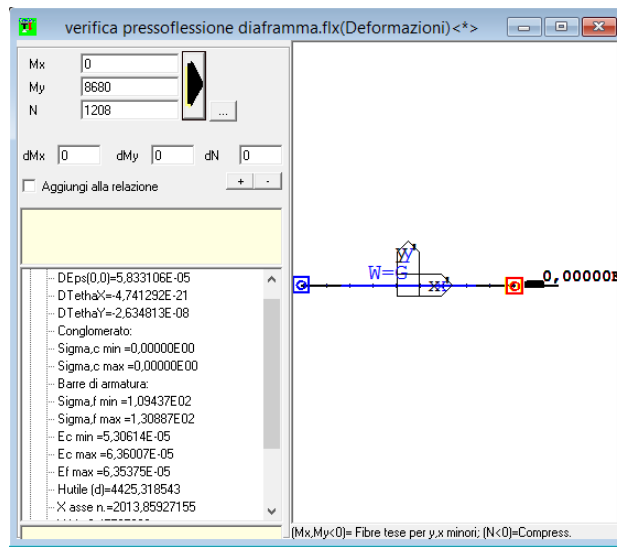
10.5.5 Verifica a scorrimento in SLV 10

$M_{ed} = 6677 * 1.3 = 8680 \text{ daN} * \text{cm}$
 $N_{ed} = 928.9 * 1.3 = 1208 \text{ daN}$

$$V_{Ed} = 1143 \cdot 1.3 = 1486 \text{ daN}$$

$$\Sigma A_{sj} = 20 \cdot 0.5 = 10 \text{ cm}^2$$

$$V_{dd} = \min[1.3 \cdot 10 \cdot (113 \cdot 3913)^{0.5}, 0.25 \cdot 3913 \cdot 10] = \min[8644, 9782] \text{ daN}$$



$$\xi = 0/400 = 0$$

$$V_{fd} = 0$$

$$V_{Rd,s} = 8644 \text{ daN}$$

$$\text{Coeff. sic.} = 8644/1486 = 5.816$$

10.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

Coefficiente di sicurezza	Sismicad	Analitico	Scarto
Pressoflessione	24.03	24.03	0.0%
Taglio	21.63	21.7	0.32%
Scorrimento	5.848	5.816	0.05%

11 Verifica di pilastro in c.a. secondo NTC2018

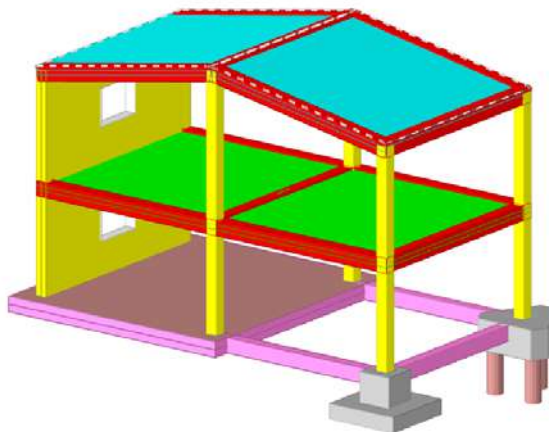
11.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica dei pilastri di Sismicad 12 secondo NTC 2018.

11.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Cis validazione 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente. Si utilizza anche il file di presfile *sezione del pilastro.flx*.

11.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



Si riportano alcune immagini relative ai dati generali di analisi. L'edificio è sottoposto ad analisi dinamica lineare con classe di duttilità CDB.

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn Default (50)

Classe d'uso II

Località: Padova, via della Pieve 19
 Latitudine ED50 45,4046° (45° 24' 17")
 Longitudine ED50 11,8826° (11° 52' 57")
 Altitudine s.l.m. 18,24 m

Vr Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0303	2.512	0.21
SLD	Default (63)	50	0.0366	2.542	0.248
SLV	Default (10)	475	0.0819	2.639	0.337
SLC	Default (5)	975	0.1053	2.622	0.352

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Classe di duttilità CD"B"

Regolarità in pianta

Regolarità in elevazione

Edificio C.A.

Tipologia C.A. Strutture miste equivalenti a pareti $q_0=3.0 \cdot \alpha_1$

α_1 C.A. Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a par

Kw 0.670

Edificio acciaio

Tipologia acciaio a) Strutture intelaiate $q_0=4.0$

α_1 acciaio

Edificio muratura

Tipologia muratura Costruzioni di muratura ordinaria $q_0=1.75 \cdot \alpha_1$

Edificio legno

Tipologia legno Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostat

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve
 Generali Tipologia **Analisi** Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di analisi Lineare dinamica

Rotazione del sisma deg 0

Quota dello '0' sismico cm 0

Smorzamento viscoso (%) % Default (5)

Limite spostamenti interpiano Default (0.0050)

Fattore di comportamento per sisma SLD X Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Y Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Z Default (1.00)

Fattore di comportamento per sisma SLV X Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Y Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Z Default (1.50)

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo SLC

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default Default (1.000)

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default Default (1.000)

Ometti G2 per combinazioni di default

OK Annulla

11.4 GENERALITÀ

Si analizza il pilastro a filo 3.

Prima di procedere alla verifica del pilastro di deve procedere al progetto di tutte le travi ad esso collegate.

La verifica del pilastro viene condotta mediante le seguenti opzioni in VERIFICHE → C.A. → OPZIONI VERIFICHE PILASTRATE

Opzioni verifica pilastri

Proposta Verifiche Verifiche nodi Generali Dxf Relazione

Passo sezioni di verifica cm 30

Escludi raggruppamento pilastrate

Verifica sezioni in asse elastico

Verifica a pressiflessione retta

Verifica ad instabilità

Considera il momento torcente

Verifica a taglio con inclinazione variabile

Resistenza a taglio secondo C8.7.2.5

Armatura per duttilità

Staffe dentro solaio

Controllo percentuale acciaio riprese di getto

Duttilità trasversale secondo EC8 §5.4.3.2.2(9) ovvero § 5.5.3.1.3(10)

Considera confinamento secondo NTC18 §4.1.2.1.1

Sollecitazioni da gerarchia per sezioni Escludo

Escludi verifica delle sezioni interne a pareti in c.a.

Esegui la verifica di duttilità NTC18 in maniera retta

Predefiniti

Stabilisce le modalità di calcolo delle sollecitazioni di gerarchia per la verifica delle sezioni cm OK Annulla

Opzioni verifica pilastri

Proposta Verifiche Verifiche nodi Generali Dxf Relazione

Taglio agente effettivo per rinforzi nodali CAM e FRP

Escludi verifica dei nodi

Esegui verifica periodo di fondazione

Escludi verifica 7.4.4.3 per nodi esistenti

Considera il taglio agente effettivo per la verifica dei nodi di strutture non dissipative in NTC18

Detrai Vc in valore assoluto in [7.4.6] e [7.4.7]

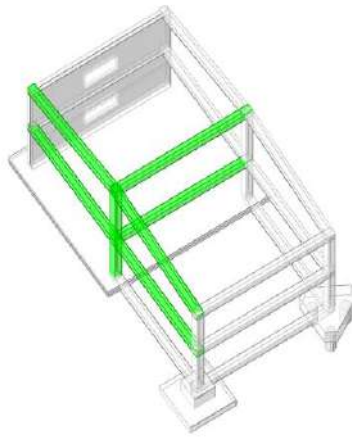
Esegui verifica secondo EC8 per strutture CDB in NTC18

Valuta taglio effettivo della trave sul nodo considerando solo l'armatura superiore

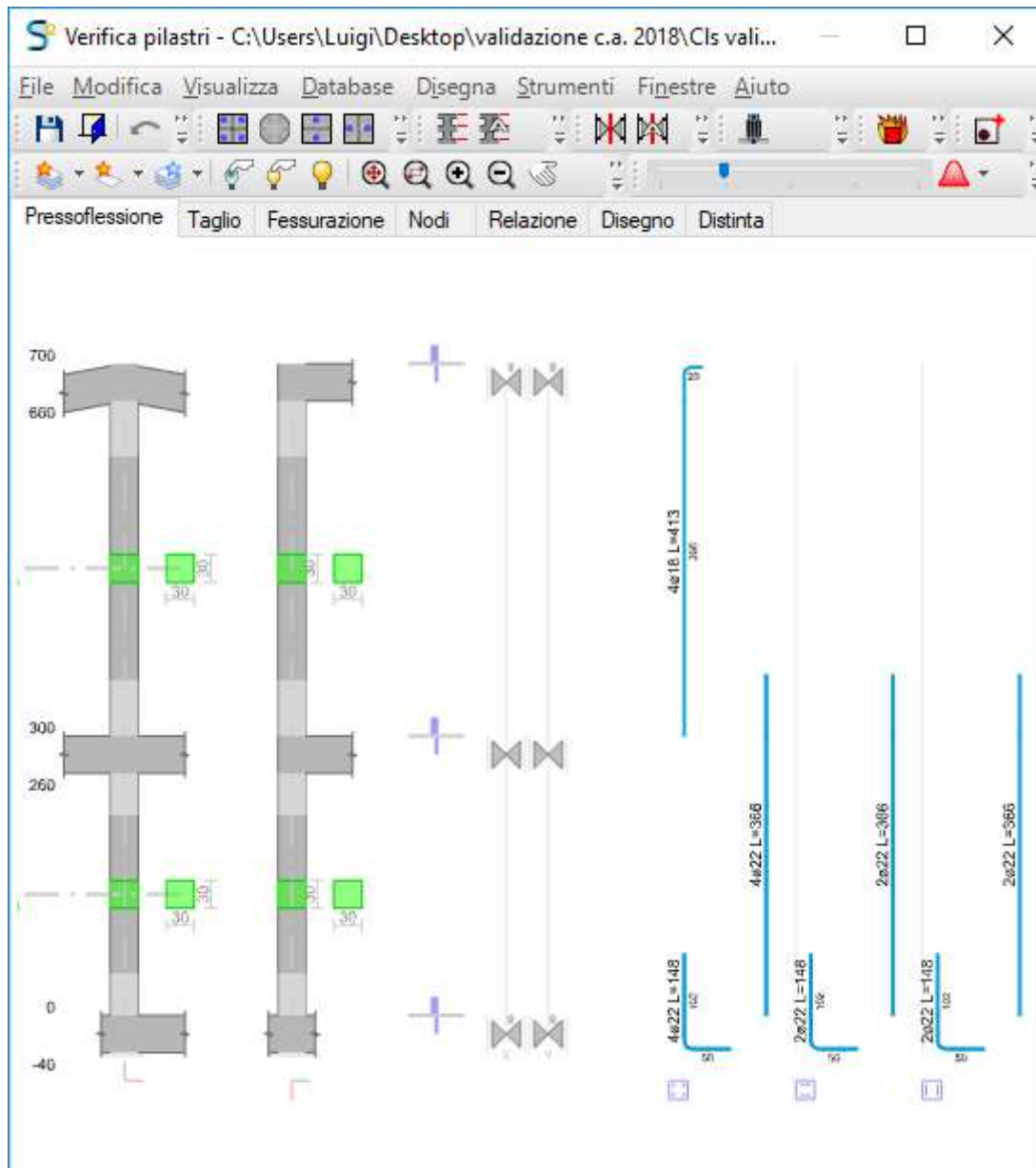
F.C. * γ_d per verifiche nodi esistenti secondo 7.4.4.3

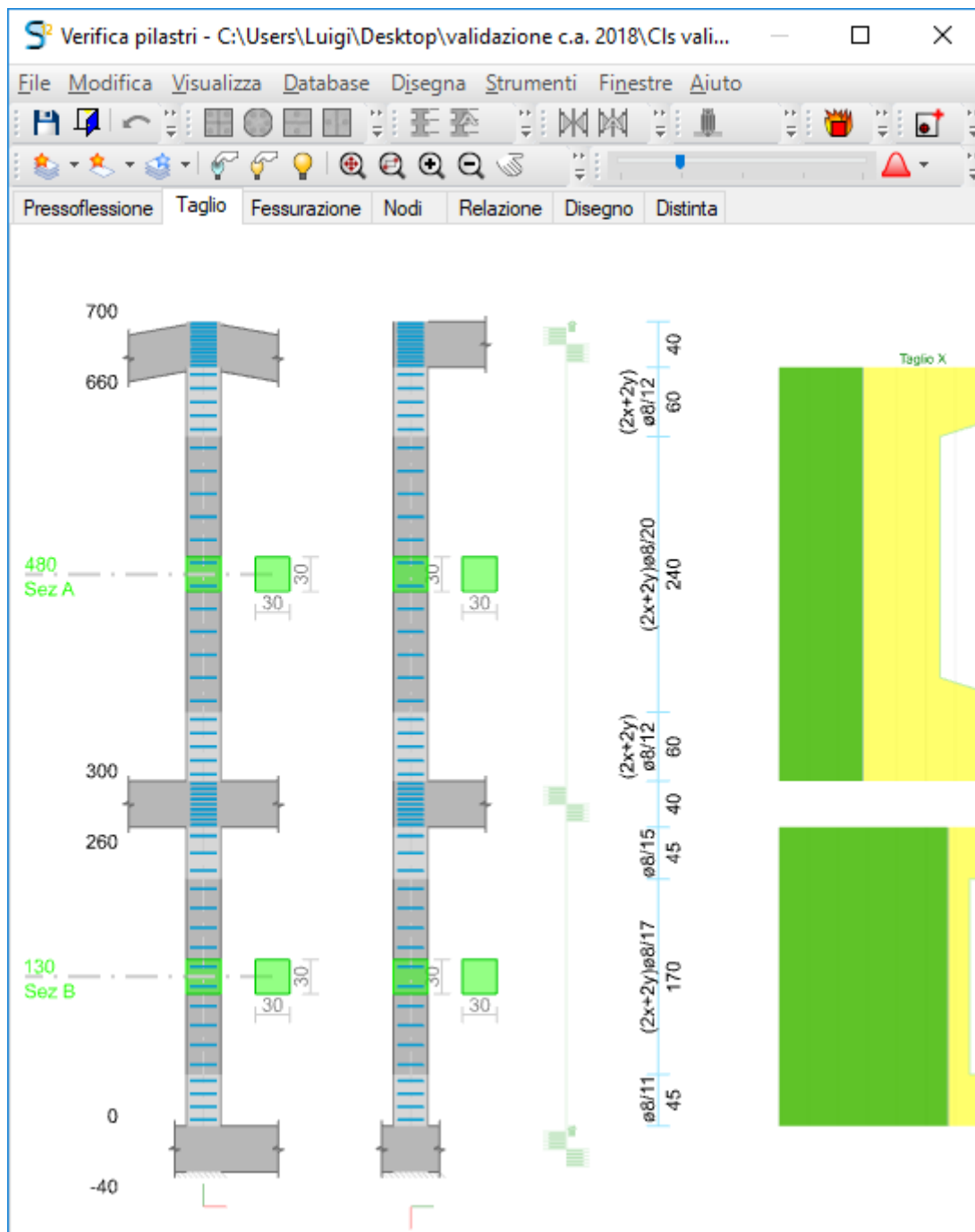
Predefiniti

cm OK Annulla



11.5 AMBIENTE DI VERIFICA DEI PILASTRI





11.6 VERIFICA DI DUTTILITÀ SECONDO D.M. 17-01-18 NTC §7.4.4.1.2 IN SLV

Estratto della relazione di calcolo

Quota	$\mu\phi$	lim. $\mu\phi$ [7.4.3]	coeff. $\mu\phi$	comb. $\mu\phi$	α_n	α_s	α	ω_{wd}	$\alpha\omega_{wd}$	v,d	Ac	lim. [7.4.29]	coeff. [7.4.29]	comb. [7.4.29]	Verifica
0	1.30013	4.1064	0.317	SLV 16	0.53993	0.57387	0.30985	0.16491	0.0511	0.27519	529	0.04827	1.05855	SLV 6	Si

E' presente 1 staffa $\Phi 8/11$ di dimensioni in asse 23.2*23.2 cm.
 volume delle staffe di confinamento $0.5*4*23.2/11=4.22\text{cm}^3/\text{cm}$
 volume del nucleo di calcestruzzo confinato $23.2*23.2 =538\text{ cm}^3/\text{cm}$
 $R_{ck} 400\text{ fcd}=400*0.83*0.85/1.5=188\text{ daN/cm}^2$
 $F_{yk}=4500\text{ fyd}=4500/1.15=3913\text{ daN/cm}^2$
 $\omega_{wd}=4.22*3913/(538*188)=0.163$

Sono presenti 4Φ22 legati ai bracci a distanza $d=23.2-0.8-2.2=20.2$ cm (non considera il mandrino)

$$\Sigma b_i^2 = 4 * 20.2^2 = 1632 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_n = 1 - 1632 / (6 * 23.2 * 23.2) = 0.495$$

$$\alpha_s = [1 - 11 / (2 * 23.2)] * [1 - 11 / (2 * 23.2)] = 0.582$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0.288$$

$$T_c = 0.337 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 0.374 \text{ s}$$

$$\mu_\phi = 1.2 * (2 * 2.21 - 1) = 4.1$$

$$N(\text{comb. Slv6}) = -27389 \text{ daN}$$

$$v_d = 27389 / (188 * 23.2 * 23.2) = 0.27$$

$$b_c / b_0 = 30 / 23.2 = 1.29$$

$$\alpha * \omega_{wd} = 0.288 * 0.163 = 0.0469$$

$$\text{secondo termine [7.4.29]} = 30 * 4.1 * 0.27 * 0.0019 * 1.29 - 0.035 = 0.0464$$

11.6.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
α_n	0.53993	0.495	8.33%
α_s	0.57387	0.582	1.4%
ω_{wd}	0.16491	0.163	1.2%
$\alpha_n * \alpha_s * \omega_{wd}$	0.0511	0.045	11.93%
secondo termine [7.4.29]	0.04827	0.0464	3.87%

La differenza in α_n è dovuta alla non considerazione analitica della presenza del mandrino nella valutazione di b_i .

11.7 VERIFICA DEL NODO A QUOTA 280

Estratto della relazione di calcolo

Parametri generali per la verifica secondo il D.M. 17-01-18 NTC §7.4.4.3

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Staffe	Coperto	fjd	fcd	fctd	bc	hc	bw	bj	hjc	hjjw	η	Ag	Ash	As1	As2
Pilastrata 3	280	0	2X/2Y ø10/4.4	Si	3913	221	14.5	30	30	30	30	19.8	33	0.52	900	14.1	7.7	4.6
Pilastrata 3	280	90	2X/2Y ø10/4.4	Si	3913	221	14.5	30	30	30	30	19.8	33	0.416	900	14.1	4.6	4.6
Pilastrata 3	280	180	2X/2Y ø10/4.4	Si	3913	221	14.5	30	30	30	30	19.8	33	0.52	900	14.1	7.7	4.6

Riepilogo dei dati per la verifica del nodo secondo §7.4.4.3

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Tipo verifica	Vc	Vn	Vjbd	Vjhd	τ,7.4.10	N	v,d	Vr	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
Pilastrata 3	280	0	Compressione 7.4.8	856.4		53864.7			-11550.4	0.06	64483.3	1.2	SLV 15		Si
Pilastrata 3	280	0	Trazione 7.4.10	856.4		53864.7		286.8	-11550.4	0.06	55.9	0.19	SLV 15		No
Pilastrata 3	280	0	Trazione 7.4.11 o 7.4.12	418.8			50597.9		-11322	0.06	55319.3	1.09	SLV 12		Si
Pilastrata 3	280	90	Compressione 7.4.8	59.9		19938			-11381.9	0.06	50831.4	2.55	SLV 8		Si
Pilastrata 3	280	90	Trazione 7.4.10	50.9		19929		12.29	-24855.4	0.12	55.9	4.55	SLV 11		Si
Pilastrata 3	280	90	Trazione 7.4.11 o 7.4.12	50.9			17893.8		-24855.4	0.12	55319.3	3.09	SLV 11		Si
Pilastrata 3	280	180	Compressione 7.4.8	861.3		53869.5			-12004.3	0.06	64324.2	1.19	SLV 2		Si
Pilastrata 3	280	180	Trazione 7.4.10	751.6		53759.8		283.22	-11749.3	0.06	55.9	0.2	SLV 4		No
Pilastrata 3	280	180	Trazione 7.4.11 o 7.4.12	-418.8			50597.9		-11322	0.06	55319.3	1.09	SLV 12		Si

La trave a "Piano1 1-5" è armata in corrispondenza del filo 3 con 5Φ14 superiori e 3 Φ 14 inferiori.

Dalla tabella 7.2.I si ricava $\gamma_{Rd}=1.1$

$$[7.4.6] V_{jbd} = 1.1 * 8 * 1.54 * 3913 - (-856.4) = 53029.6 + 856.4 = 53885.96 \text{ daN}$$

La trave a "Piano1 3-4" è armata in corrispondenza del filo 3 con 3Φ14 superiori e 3 Φ 14 inferiori.

$$[7.4.7] V_{jbd} = 1.1 * 3 * 1.54 * 3913 - (-59) = 19886 + 59 = 19945 \text{ daN}$$

11.7.1 Trave a “Piano1 1-5” con angolo di travatura zero (campata 3-5).

Verifica [7.4.8]

Dal pilastro superiore in combinazione slv15 si ha:

N=-11577 daN F2=-129 daN F3=-856 daN

Essendo la trave parallela all'asse 3 del pilastro si ha:

primo termine [7.4.8] $Vjbd=1.1*8*1.54*3913-Vc=53029+856.4=53885.96$ daNRck 400 fcd=400*0.83/1.5=221 daN/cm² $\eta=0.6*(1-40*0.83/250)=0.52$

vd=11577/(30*30*221)=0.0582

hjc=24-2*0.8-2.2=20.2 cm

secondo termine [7.4.8] $0.52*221*30*20.2*(1-0.0582/0.52)^{0.5}=65628$ daN

Verifica [7.4.10]

Dal pilastro superiore in combinazione slv15 si ha:

N=-11577 daN F2=-129 daN F3=-856 daN

Essendo la trave parallela all'asse 3 del pilastro si ha:

Vjbd=1.1*8*1.54*3913-Vc=53029+856.4=53885.96 daN

vd=11577/(30*30*221)=0.0582

hjwt=36-2*.8-1.4=33 cm

Ash=9*2*.785=14.13 cm²fctd=14.5 daN/cm²primo termine [7.4.10] $14.13*3913/(30*33)=55.8$ daN/cm²secondo termine [7.4.10] $(53886/(30*20.2))^2/(14.5+0.0582*221)-14.5=274.5$ daN/cm²

Verifica [7.4.11]

Dal pilastro superiore in combinazione slv12 si ha:

N=-11350 daN F2=54 daN F3=-419 daN

vd=11350/(30*30*221)=0.057

Ash=9*2*.785=14.13 cm²primo termine [7.4.11] $14.13*3913=55291$ daN/cm²secondo termine [7.4.11] $1.1*8*1.54*3913*(1-.8*.057)=50610$ daN/cm²**11.7.2 Riepilogo dei risultati**

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
primo termine [7.4.8]	53864	53886	0.04%
secondo termine [7.4.8]	64483	65628	1.7%
primo termine [7.4.10]	55.9	55.8	0.18%
secondo termine [7.4.10]	286.8	274.5	4.3%
primo termine [7.4.11]	55319	55291	0.05%
secondo termine [7.4.11]	50597	50610	0.03%

11.7.3 Trave a “Piano1 3-7” con angolo di travatura 90.

Verifica [7.4.8]

Dal pilastro superiore in combinazione slv8 si ha:

N=-11409 daN F2=60 daN F3=63 daN

Essendo la trave parallela all'asse 2 del pilastro si ha:

primo termine [7.4.8] $Vjbd=1.1*3*1.54*3913-(-60)=19886+60=19946$ daNRck 400 fcd=400*0.83/1.5=221 daN/cm² $\eta=0.48*(1-40*0.83/250)=0.416$

vd=11409/(30*30*221)=0.0574

hjc=24-2*0.8-2.2=20.2 cm

secondo termine [7.4.8] $0.416*221*30*20.2*(1-0.0574/0.416)^{0.5}=51730$ daN

Verifica [7.4.10]

Dal pilastro superiore in combinazione slv11 si ha:

$$N=-11349 \text{ daN } F2=51 \text{ daN } F3=-423 \text{ daN}$$

Essendo la trave parallela all'asse 3 del pilastro si ha:

$$Vjbd=1.1*3*1.54*3913-Vc=19886+51=19937 \text{ daN}$$

$$vd=11349/(30*30*221)=0.057$$

$$h_{jw}=36-2*8-1.4=33 \text{ cm}$$

$$A_{sh}=9*2*0.785=14.13 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctd}=14.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{primo termine [7.4.10]} \quad 14.13*3913/(30*33)=55.8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{secondo termine [7.4.10]} \quad (19940/(30*20.2))^2/(14.5+0.057*221)-14.5=25.45 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica [7.4.12]

Poiché in relazione alla travatura esaminanda che non ha travi "opposte" il nodo risulta essere esterno, dal pilastro inferiore, per la sezione superiore in combinazione slv11 si ha:

$$N=-24792 \text{ daN}$$

$$vd=24792/(30*30*221)=0.125$$

$$A_{sh}=9*2*0.785=14.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{primo termine [7.4.11]} \quad 14.13*3913=55290 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{secondo termine [7.4.11]} \quad 1.1*3*1.54*3913*(1-0.8*0.125)=17902 \text{ daN/cm}^2$$

11.7.4 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
primo termine [7.4.8]	19938	19946	0.04%
secondo termine [7.4.8]	50831	51730	1.76%
primo termine [7.4.10]	55.9	55.8	0.18%
secondo termine [7.4.10]	27.36	25.45	6.98%
primo termine [7.4.12]	55319	55290	0.05%
secondo termine [7.4.12]	17894	17902	0.05%

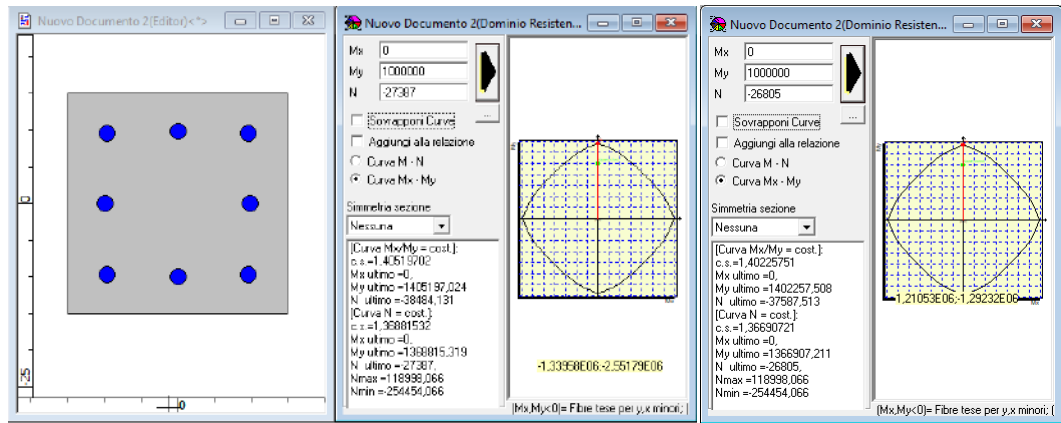
11.8 TAGLI PLASTICI SECONDO §7.4.5 IN COMBINAZIONE SLV

Estratto della relazione di calcolo

Q.inf.	Q.sup.	Luce	γ_{Rd}	MRdx,inf	MRdy,inf	N,inf	MRdx,sup	MRdy,sup	N,sup	Vpl,x	Vpl,y	Comb.
0	260	260	1.1	1367445.7		-27387.5	1365102.9		-26804.7	11560.8		SLV 6
0	260	260	1.1		1367445.7	-27387.5		1365102.9	-26804.7		11560.8	SLV 6

La sezione 30*30 è armata con 8Φ22 disposti simmetricamente a distanza 9.64 cm dagli assi baricentrici negli spigoli e a distanza 9.9 cm dal baricentro sugli assi.

Si utilizza il programma presfle per valutare il dominio di resistenza.



Il taglio plastico risulta: $V_{pl} = 1.1 * (1368815 + 1366907) / 260 = 11574$ daN

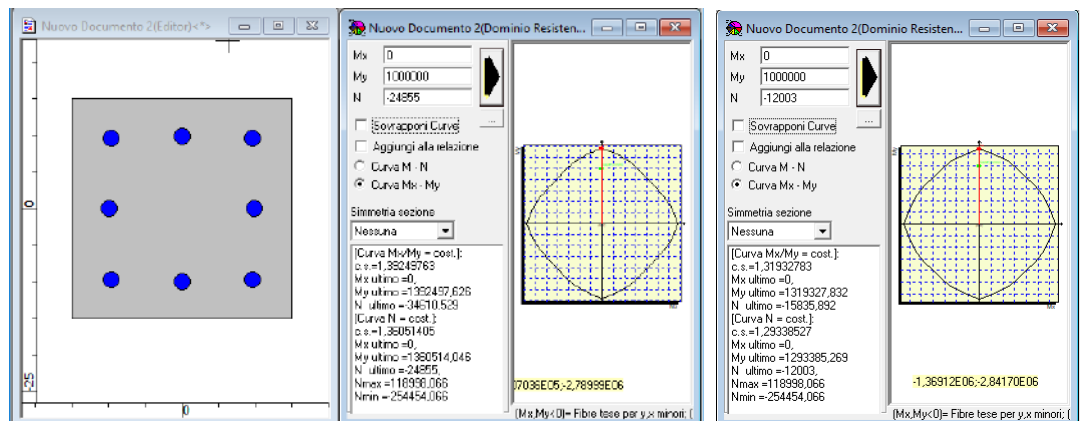
11.8.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
Vpl	11560.8 daN	11574 daN	0.11%

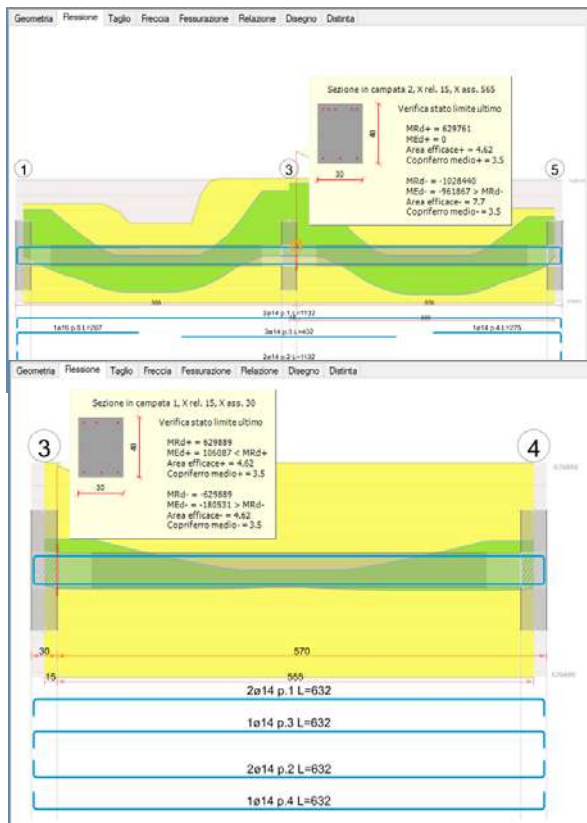
11.9 VERIFICHE DELLA GERARCHIA RESISTENZA NODI TRAVE-PILASTRO D.M. 17-01-18 NTC IN COMBINAZIONI SLV, $\gamma_{RD} = 1,3$

Q.nodo	Angolo	$\gamma_{rd} * \Sigma(Mb,rd)$	Verifica	$\Sigma(Mc,rd)$	Mc,inf	Mc,sup	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
280	0	2155661	<	2650448	1357271	1293177	1.23	SLV 11		Si
280	90	818855	<	2650448	1357271	1293177	3.237	SLV 11		Si
280	180	2155661	<	2650448	1357271	1293177	1.23	SLV 11		Si

In combinazione slv11 a quota 300 N=-12003 daN e a quota 260 N=-24855 daN. Si utilizza il programma presfle per la valutazione dei momenti ultimi.



Le resistenze delle sezioni delle travi concorrenti nel nodo le leggiamo nell'ambiente di verifica delle travi.



$\Sigma(Mc,rd)=1360514+1293385=2653899 \text{ daN*cm}$

Per la trave 1-5 nel nodo 3 $\gamma_{rd} * \Sigma(Mb,rd)=1.3*(629761+1028440)=2155661 \text{ daN*cm}$

Per la trave 3.4 nel nodo 3 $\gamma_{rd} * \Sigma(Mb,rd)=1.3*629889=818856 \text{ daN*cm}$

11.9.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
$\Sigma(Mc,rd)$	2650448 daN*cm	2653899 daN*cm	0.13%
$\Sigma(Mb,rd)$ angolo 0; 180	2155661 daN*cm	2155661 daN*cm	0%
$\Sigma(Mb,rd)$ angolo 90	818856 daN*cm	818855 daN*cm	0%

12 Verifica di instabilità di pilastro in c.a.

12.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica dei pilastri di Sismicad 12 per quanto riguarda i risultati relativi all'instabilità che risponde alle richieste di NTC08 §4.1.2.1.7.2.

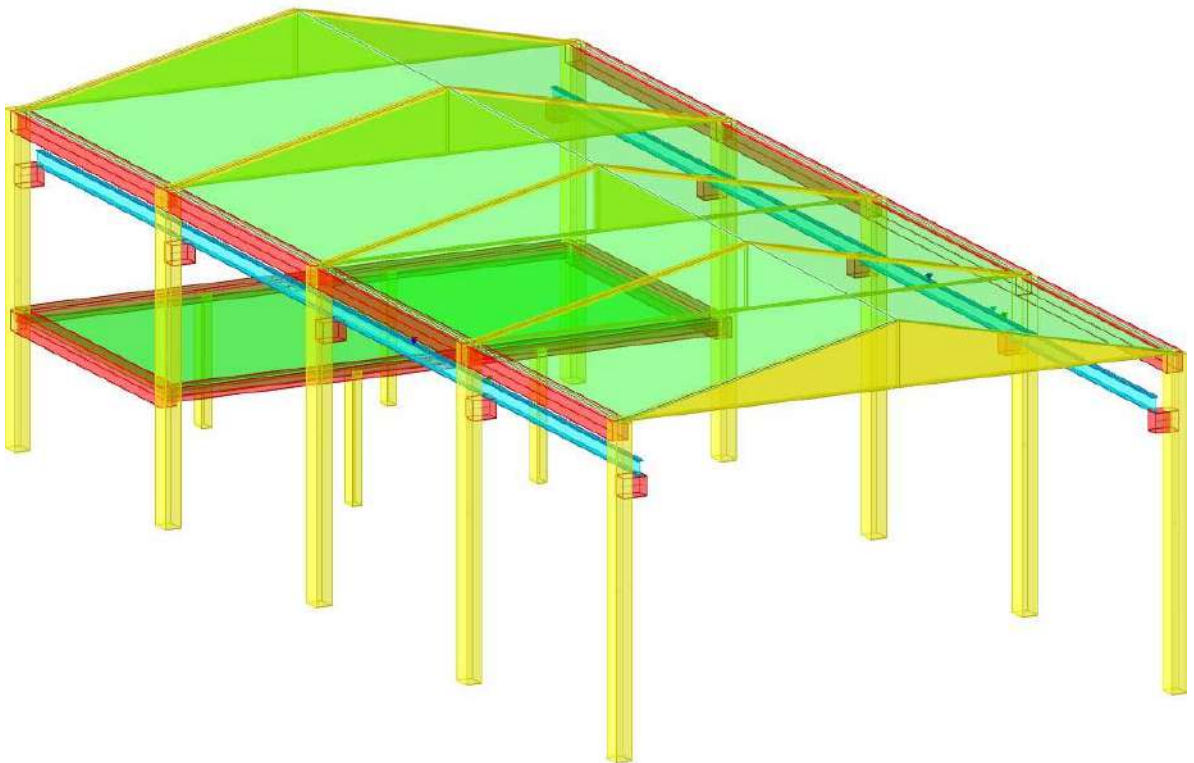
Si ricorda che la verifica di instabilità dei pilastri in Sismicad è trattata secondo il metodo basato sulla curvatura nominale dedotto da EC2 §5.8.8.

12.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Esempio pilastri 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente.

12.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'esempio si riferisce ad un edificio industriale in calcestruzzo armato di dimensione in pianta 4000 cm x 1800 cm. Esiste un soppalco destinato a magazzino con orizzontamento infinitamente rigido, si faccia riferimento alla immagine sottostante.



I pilastri sono considerati con svincolo sommitale e incastrati al piede, i pilastri di dimensione inferiore a supporto del sopralco sono considerati secondari e con svincoli nelle due direzioni in testa e al piede.

Le preferenze di calcolo sono quelle visualizzate di seguito:

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | **Tipologia** | Analisi | Suolo | Torsione accidentale | Analisi elastica | Spettri | Statica non lineare (pushover)

Tipo di costruzione: 2

Vn: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: Vicenza, Zugliano, Grumolo Pedemonte
 Latitudine ED50 45,7257° (45° 43' 33")
 Longitudine ED50 11,4922° (11° 29' 32")
 Altitudine s.l.m. 156,33 m

Zona sismica: Zona 3

Vr: Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0439	2.47	0.24
SLD	Default (63)	50	0.0584	2.505	0.25
SLV	Default (10)	475	0.1632	2.409	0.29
SLC	Default (5)	975	0.2121	2.421	0.29

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche | Vento | Neve |
 Generali | **Tipologia** | Analisi | Suolo | Torsione accidentale | Analisi elastica | Spettri | Statica non lineare (pushover)

Classe di duttilità: CD"B"

Regolarità in pianta:

Regolarità in elevazione:

Edificio C.A.

Tipologia C.A.: Strutture prefabbricate a pilastri isostatici $q_0=2.5$

α_u/α_1 C.A.:

K_w : 0.500

Edificio acciaio

Tipologia acciaio: a) Strutture intelaiate $q_0=4.0$

α_u/α_1 acciaio:

Edificio muratura

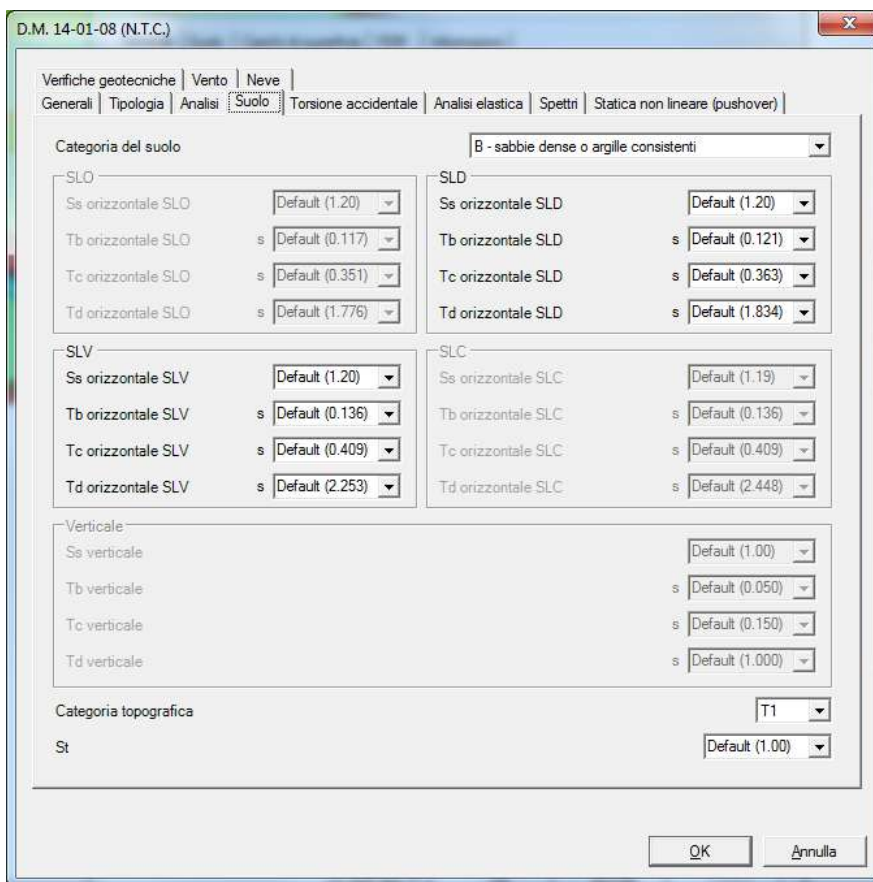
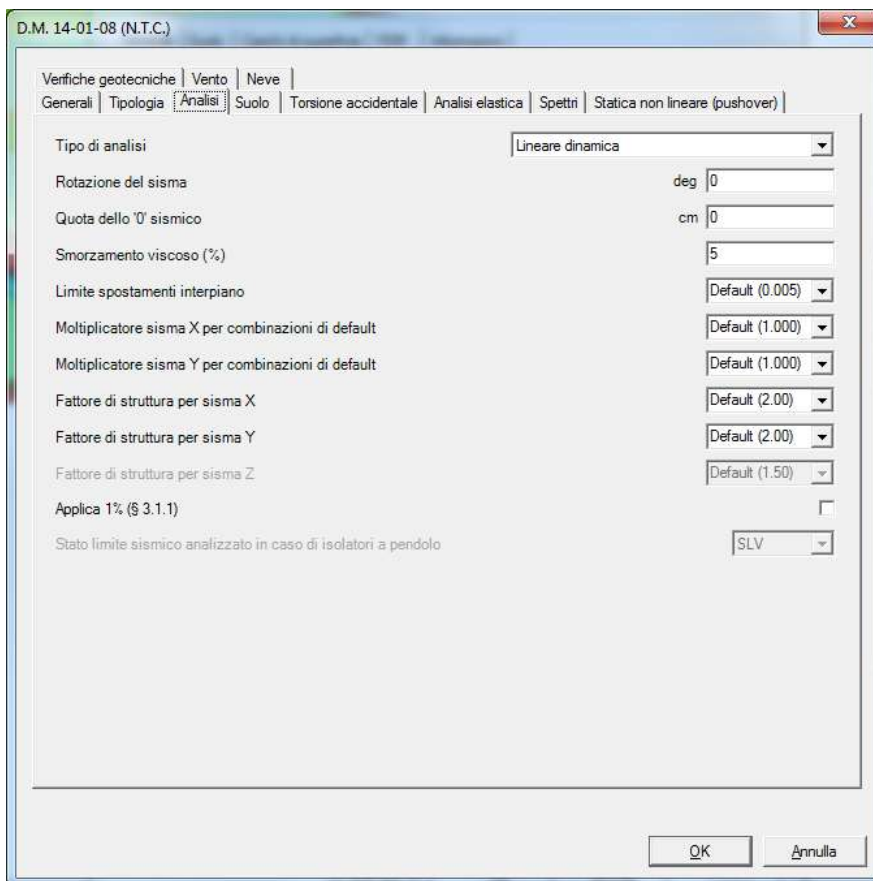
Tipologia muratura: Costruzioni in muratura ordinaria $q_0=2.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$

α_u/α_1 muratura: Costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1=(1.0+1.4)/2$

Edificio legno

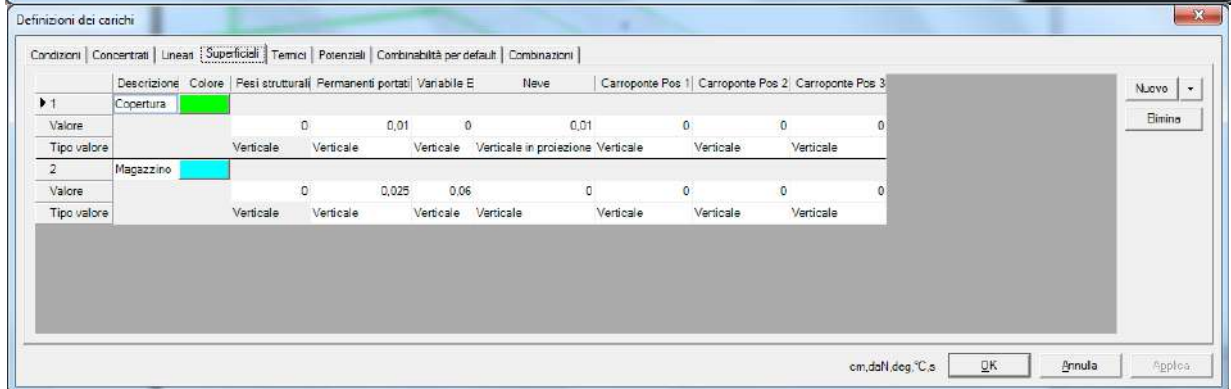
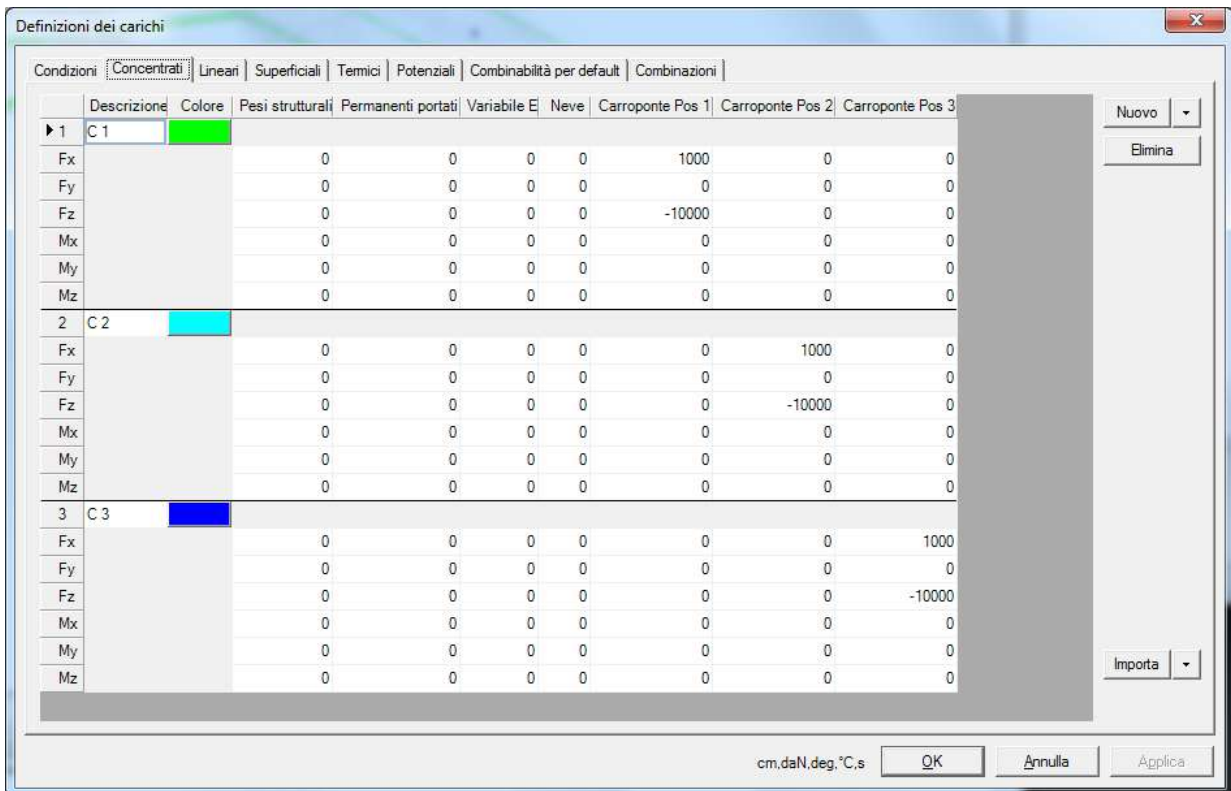
Tipologia legno: Scarsamente dissipativa $q=1.5$ (§ 7.7.1 punto b))

OK Annulla



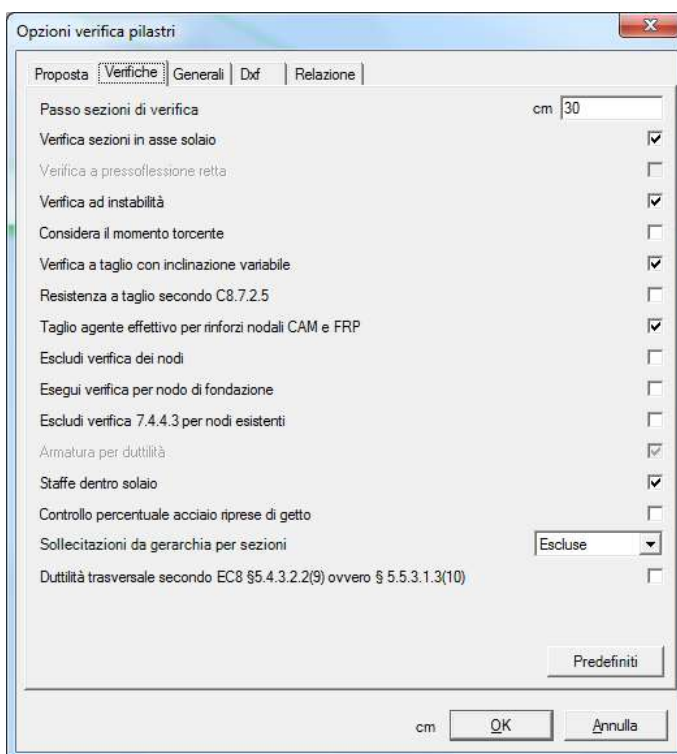
12.3.1 Analisi dei carichi

Vengono definiti carichi superficiali di copertura e per il soppalco e carichi concentrati per simulare varie posizioni del carroponete.



12.4 VERIFICA IN SISMICAD

Dopo avere risolto il modello si lancia la 'Verifica pilastrata' e si seleziona la pilastrata 3. Si impostano le seguenti opzioni di verifica

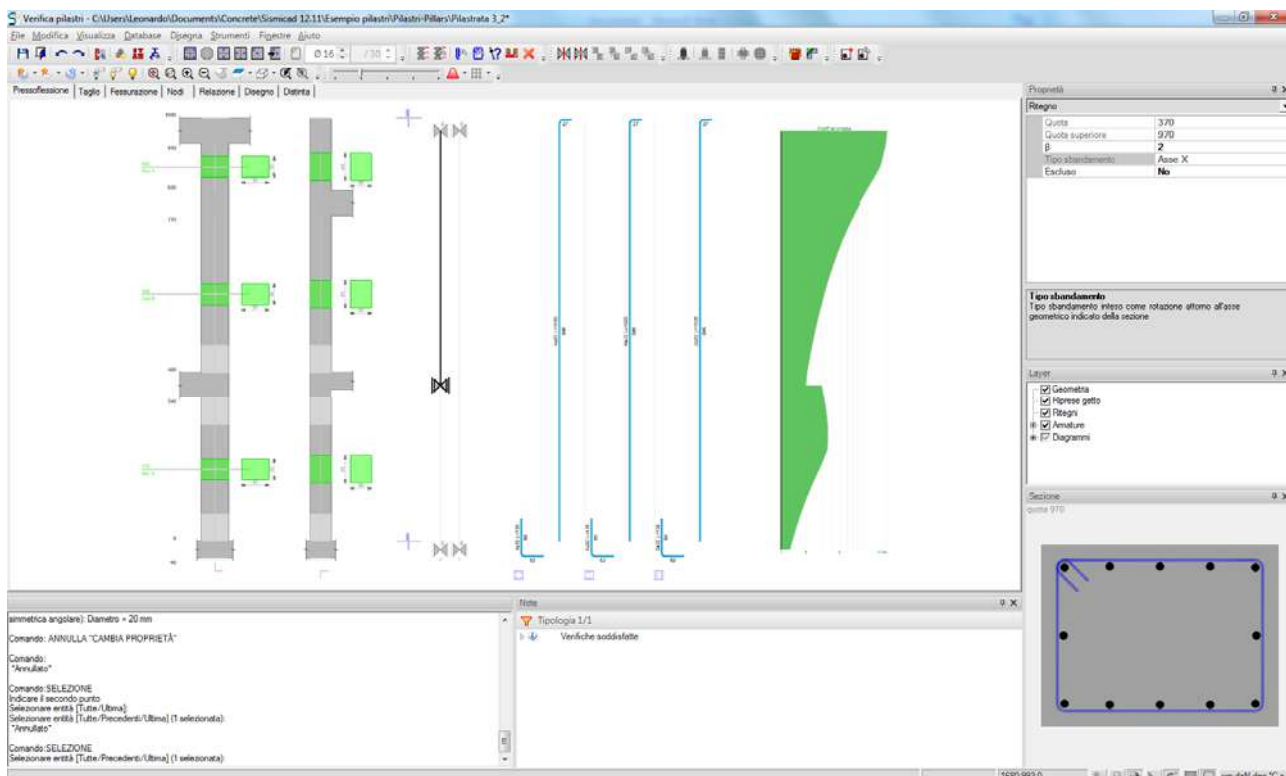


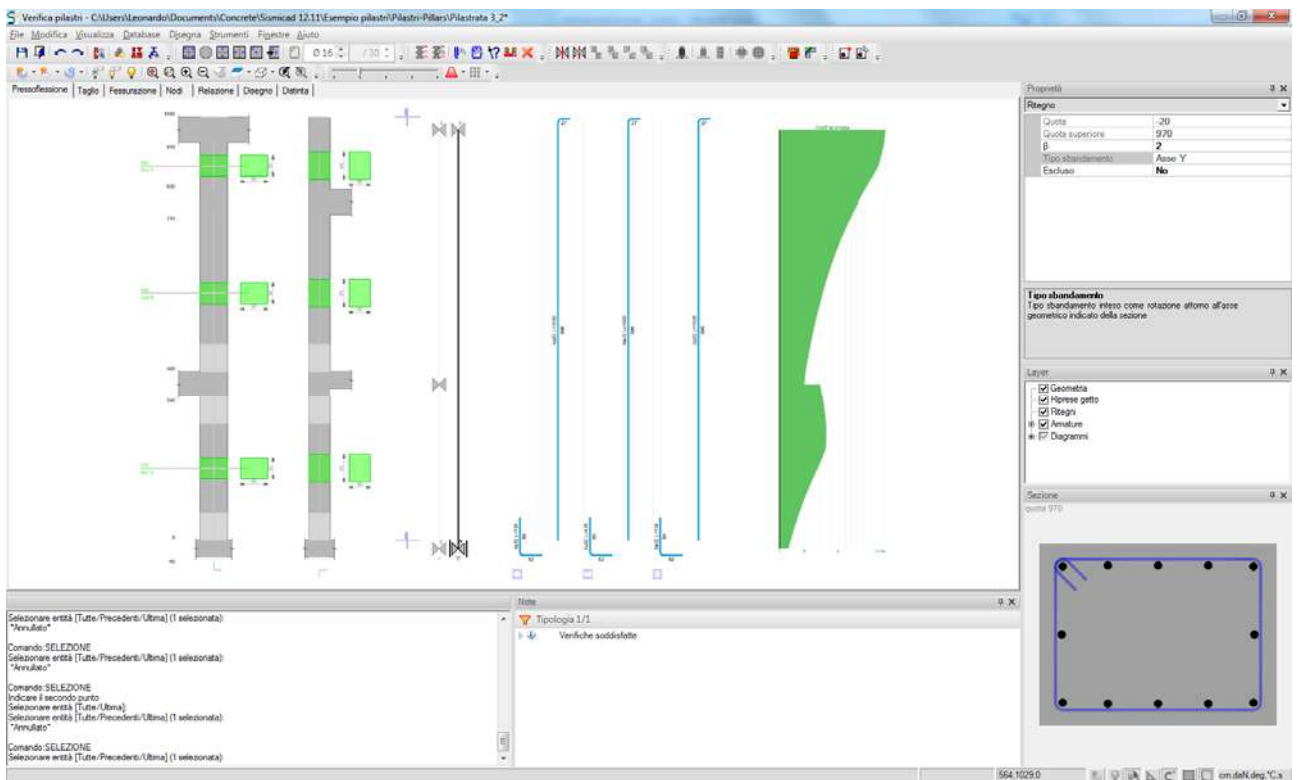
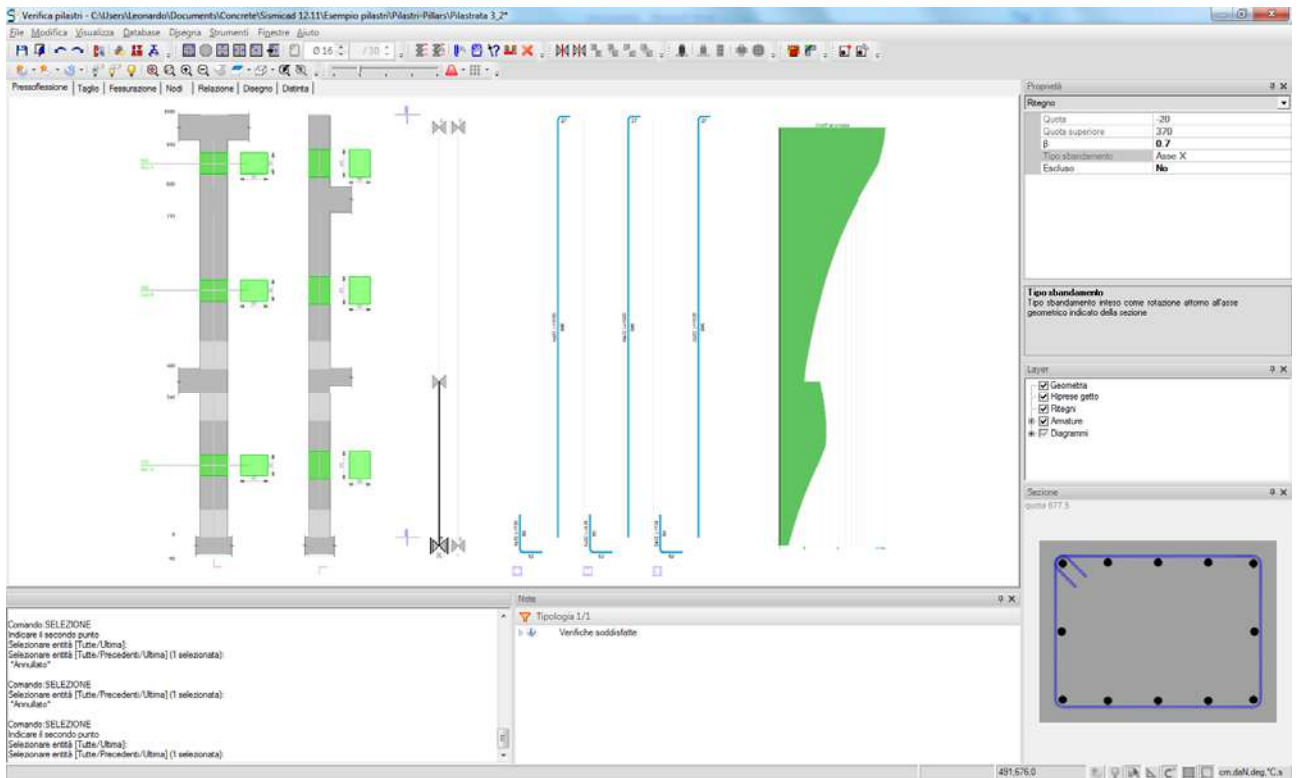
All'interno dell'ambiente di verifica, in relazione alle condizioni di vincolo esterne e alla geometria del pilastro si imposteranno i ritegni per il calcolo di instabilità nella seguente maniera:

Il tipo di sbandamento fa riferimento all'asse di rotazione attorno all'asse geometrico della sezione come definito nel database delle sezioni, pertanto in questo caso si è scelto di imporre un ritegno intermedio per lo sbandamento attorno all'asse X e solo quelli di estremità attorno all'asse Y, nella seguente maniera:

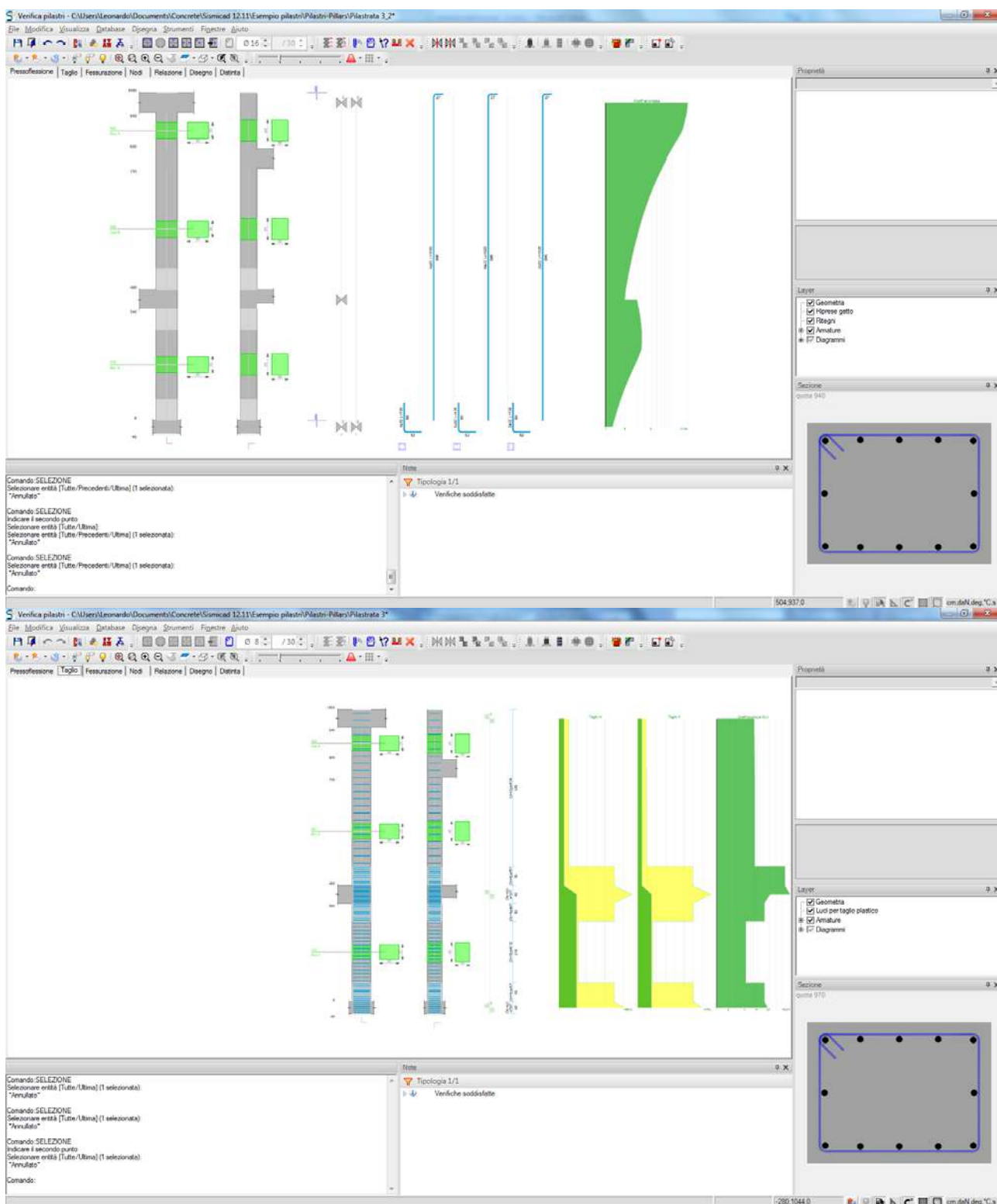
- Ritegno da quota -20 a 370 con Tipo sbandamento Asse X e $\beta=0.7$
- Ritegno da quota 370 a 970 con Tipo sbandamento Asse X e $\beta=2$
- Ritegno da quota -20 a 970 con Tipo sbandamento Asse Y e $\beta=2$

La snellezza di riferimento per il tipo di sbandamento asse Y è quella attorno all'asse Y





Si predisporrà l'armatura in questa maniera:



Riportiamo la tabella di verifica tratta dal programma per l'instabilità
Verifica di instabilità

Q.inf.	Q.sup.	Quota	λ_x	λ_y	$\lambda_{lim X}$	$\lambda_{lim Y}$	M 2° ord.	Nsd	Comb	M0ed.x	M2,x	M0ed.y	M2,y	Mver.x	Mver.y	C.s x	C.s y	Ris ult ato	(5.38)	(5.39)	Ver.
-20	370	-20	19	15	97	97	No	-56135	SLU 49	237822	59821	664683	46014	439042	1661708	12.37	5.63	Min	No	4.91	Si
-20	370	370	19	15	101	101	No	-52021	SLU 49	237822	55342	664683	45470	-554997	-917232	11.58	9.77	X	No	7.25	Si
-20	970	-20	137	106	97	97	Si	-56135	SLU 49	72976	2645129	72976	1971497	2718104	2044472	2.14	4.33	Min	No	1.66	Si
-20	970	-20	137	106	97	97	Si	-56135	SLU 49	72976	2645129	72976	1971497	2718104	2044472	2.14	4.33	Y	No	1.66	Si
370	970	370	83	64	123	123	No	-34580	SLU 49	49565	622918	49565	534500	669554	-1019679	11.68	9.18	Min	No	5.85	Si

Q.inf.	Q.sup.	Quota	λ_x	λ_y	$\lambda_{lim X}$	$\lambda_{lim Y}$	M 2° ord.	Nsd	Comb	M0ed,x	M2,x	M0ed,y	M2,y	Mver,x	Mver,y	C.s x	C.s y	Ris ult ato	(5.38)	(5.39)	Ver.
370	970	370	83	64	123	123	No	-	SLU 49	49565	622918	49565	534500	669554	-	11.68	9.18	X	No	5.85	Si

La verifica riporta per ciascun campo di instabilità la verifica che fornisce il coefficiente di sicurezza minimo, in relazione alla sezione di verifica e alla combinazione.

12.5 VERIFICA ANALITICA

Procediamo alla verifica analitica secondo EC2 5.8.8

12.5.1 Elemento tra quota -20 e quota +370 quota -20

Dimensioni del pilastro 50*65

$$fcd=550 \cdot 83 \cdot 85 / 1.5 = 258.68 \text{ daN/cm}^2$$

$$l_0 = 0.7 \cdot 390 = 273 \text{ cm}$$

$$i_x = 0.289 \cdot 50 = 14.45 \quad \lambda_x = 273 / 14.45 = 18.83$$

$$i_y = 0.289 \cdot 65 = 18.78 \quad \lambda_y = 273 / 18.78 = 14.53$$

essendo $N_{inf} = -56135 \text{ daN}$

$$n = 56135 / (50 \cdot 65 \cdot 258.68) = 0.0668$$

$$\lambda_{lim} = 25 / 0.0668^{0.5} = 96.7 \text{ NTC18 4.1.41}$$

in combinazione SLU49 si ha:

$$M3_{inf} = -439042 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (asse 3 parallelo ad asse x di definizione)}$$

$$M3_{sup} = -594554 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M2_{sup} = 1019860 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M2_{inf} = -1661708 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$Moe,x = -0.6 \cdot 594544 + 0.4 \cdot 439042 = -181019 \text{ daN} \cdot \text{cm} < Moe,x = -0.4 \cdot 594544 = -237818 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

(confronto valori assoluti)

$$Moe,y = -0.6 \cdot 1661708 + 0.4 \cdot 1019860 = 5589081 \text{ daN} \cdot \text{cm} < Moe,y = 0.4 \cdot 1661708 = 664683 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Valutazione di $e_{2,x}$ (5.33)

Sbandamento X (attorno all'asse x)

$$dx = 18.9 + 25 = 43.9 \text{ cm}$$

$$n = 56135 / (50 \cdot 65 \cdot 258.68) = 0.0668$$

$$\omega = 12 \cdot 3.8 \cdot 3913 / (50 \cdot 65 \cdot 258.68) = 0.2088$$

$$nu = 1 + 0.2088 = 1.2088$$

$$n_{bal} = 0.4$$

$$K_r = (1.2088 - 0.0668) / (1.2088 - 0.4) = 1.41 \gg K_r = 1 \text{ (5.36)}$$

$$\Phi_{inf} = 1.7$$

$$\text{Minimo } M_{qp3_{inf}} = -278189 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (SLEqp2)}$$

$$\phi_{efx} = 1.7 \cdot (278189 / 439042) = 1.07$$

$$\beta_x = 0.35 + 45.6 / 200 - 18.83 / 150 = 0.452$$

$$K_{\phi x} = 1 + 0.452 \cdot 1.07 = 1.48 \text{ (5.37)}$$

$$\epsilon_{yd} = 3913 / 2060000 = 0.0019$$

$$1/r_{0x} = 0.0019 / (0.45 \cdot 43.9) = 0.0000962$$

$$1/r_x = 0.0000962 \cdot 1 \cdot 1.21 = 0.000143$$

$$e_{2x} = 0.000143 \cdot 273^2 / 10 = 1.066 \text{ cm}$$

$$M_{2,x} = 56135 \cdot 1.066 = 59821 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

Valutazione di $e_{2,y}$ (5.33)

Sbandamento Y (attorno all'asse y)

$$i_{sy} = [(26.14^2 \cdot 6 \cdot 3.8 + 13.75^2 \cdot 4 \cdot 3.8) / (12 \cdot 3.8)]^{0.5} = 20.1 \text{ cm} \text{ (5.35)}$$

$$dx = 65 / 2 + 20.1 = 52.6 \text{ cm} \text{ (valore valutato con riferimento alle armature più esterne } dx = 58.9 \text{ cm)}$$

$$\text{Minimo } M_{qp,2_{inf}} = 1085947 \text{ daN} \cdot \text{cm} \text{ (SLEqp2)}$$

$$\phi_{efx} = 1.7 \cdot (1085947 / 1661708) = 1.11$$

$$\beta_x = 0.35 + 45.6 / 200 - 14.53 / 150 = 0.481$$

$$K_{\phi x} = 1 + 0.481 \cdot 1.11 = 1.533 \text{ (5.37)}$$

$$\epsilon_{yd} = 3913 / 2060000 = 0.0019$$

$$1/r_{0y} = 0.0019 / (0.45 \cdot 52.6) = 0.0000774 \quad (0.0019 / (0.45 \cdot 58.9) = 0.00007168)$$

$$1/r_y = 0.0000774 \cdot 1 \cdot 1.533 = 0.0001187 \quad (0.00007168 \cdot 1 \cdot 1.533 = 0.0001099)$$

$$e_{2y} = 0.0001187 \cdot 273^2 / 10 = 0.885 \text{ cm} \quad (0.0001099 \cdot 273^2 / 10) = 0.819 \text{ cm}$$

$$M2,y=56135 \cdot 0.885=49679 \text{ daN} \cdot \text{cm} \quad (56135 \cdot 0.819=45974 \text{ daN} \cdot \text{cm})$$

$$\lambda_x / \lambda_y = 18.83 / 14.5 = 1.3 < 2 \quad (5.38a)$$

$$\lambda_y / \lambda_x = 14.5 / 18.83 = 0.77 < 2$$

$$e_y = (237818 + 59861) / 56135 = 240880 / 56135 = 4.29 \text{ cm}$$

$$e_x = (664683 + 49679) / 56135 = 714362 / 56135 = 12.7 \text{ cm}$$

$$b_{eq} = 50 \cdot 0.289 \cdot 12^{0.5} = 50 \text{ cm}$$

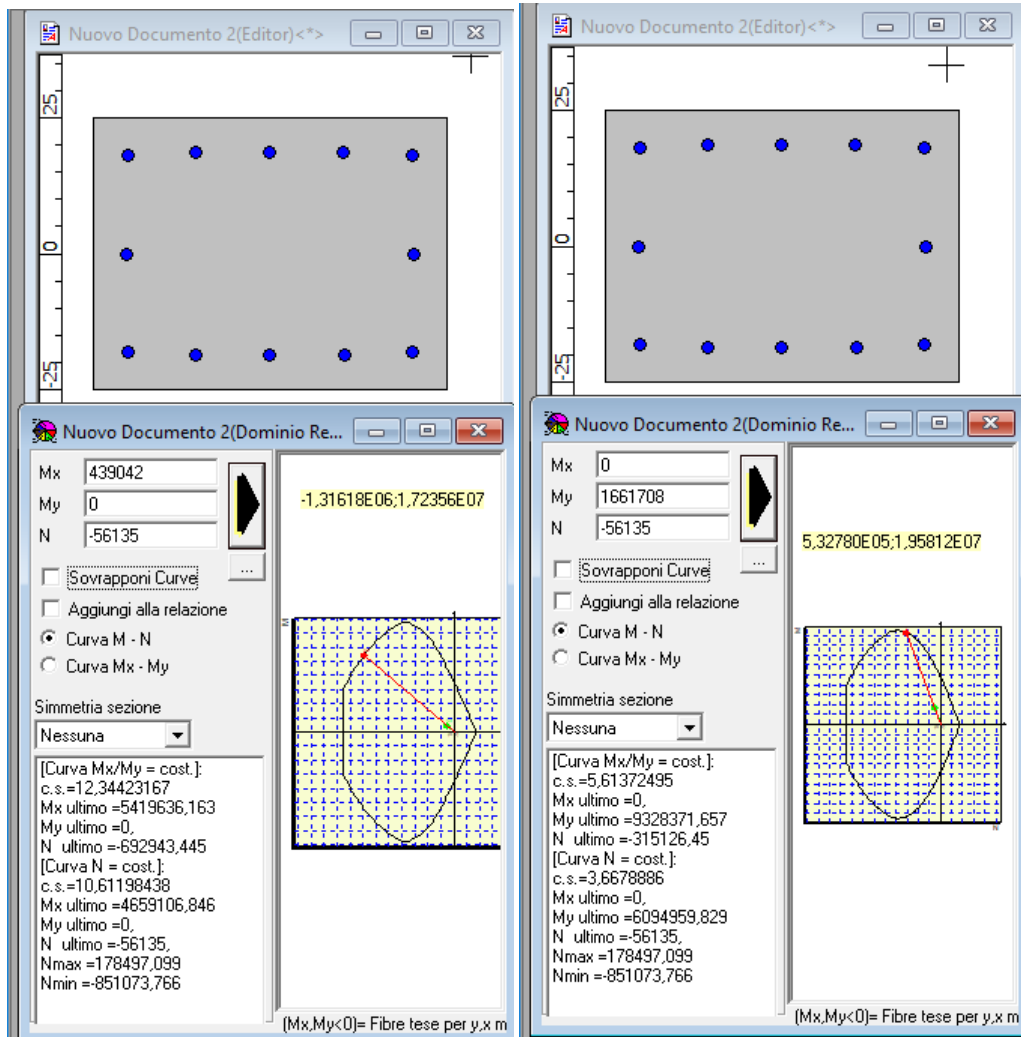
$$h_{eq} = 65 \cdot 0.289 \cdot 12^{0.5} = 65 \text{ cm}$$

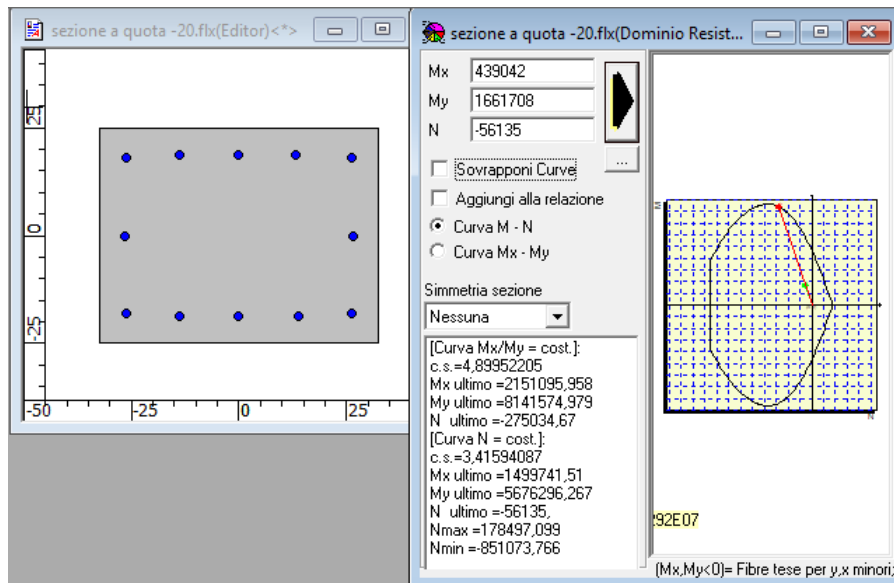
$$(e_y / h_{eq}) / (e_x / b_{eq}) = 0.34 > 0.2 \quad (5.38b)$$

$$(e_x / b_{eq}) / (e_y / h_{eq}) = 2.91$$

Necessaria la verifica a pressoflessione deviata.

In realtà essendo i momenti di primo ordine prevalenti sarebbe inutile ai fini della valutazione della sicurezza.





12.6 RIEPILOGO DEI RISULTATI

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
λ_{lim}	98	98	0
λ_x	19	19	0
λ_y	15	15	0
Moed,x	237822	237818	0
M2,x	59821	59821	0
Moed,y	664683	664683	0
M2,y	46014	(45974) 49679	7.9%
c.s.x	12.37	12.34	0.24%
c.s.y	5.63	5.61	0.35%
(5.38)	no	no	
c.s. (5.39)	4.91	4.9	0.5%

13 Verifica di parete in c.a. secondo NTC2018

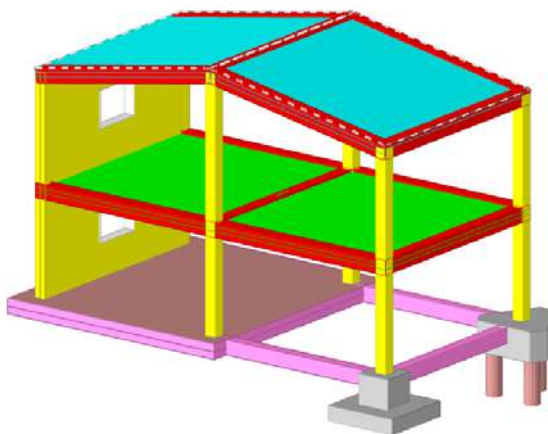
13.1 SCOPO DELL'ESEMPIO

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati del modulo di verifica delle pareti in c.a. di Sismicad 12 eseguite secondo NTC 2018.

13.2 FILE ASSOCIATI ALL'ESEMPIO

La directory della commessa di Sismicad 12 relativa a questa struttura è *Cis validazione 2018* presente nella cartella "*\Documenti\Concrete\Sismicad 12.13\Esempi\Casi validazione\2 - CA*" del profilo utente. Si utilizza anche il file di presfle *sezione quota 0.flx*.

13.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA



Si riportano alcune immagini relative ai dati generali di analisi. L'edificio è sottoposto ad analisi dinamica lineare con classe di duttilità CDB.

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn Default (50)

Classe d'uso II

Località: Padova, via della Pieve 19
 Latitudine ED50 45,4046° (45° 24' 17")
 Longitudine ED50 11,8826° (11° 52' 57")
 Altitudine s.l.m. 18,24 m

Vr Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0303	2.512	0.21
SLD	Default (63)	50	0.0366	2.542	0.248
SLV	Default (10)	475	0.0819	2.639	0.337
SLC	Default (5)	975	0.1053	2.622	0.352

La struttura non viene classificata come "esistente" (vedi § 8) essendo presenti solo elementi strutturali con Livello di conoscenza = Nuovo.

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia Analisi Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Classe di duttilità CD"B"

Regolarità in pianta

Regolarità in elevazione

Edificio C.A.

Tipologia C.A. Strutture miste equivalenti a pareti $q_0=3.0 \cdot \alpha_1$

α_1 C.A. Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a par

Kw 0.670

Edificio acciaio

Tipologia acciaio a) Strutture intelaiate $q_0=4.0$

α_1 acciaio

Edificio muratura

Tipologia muratura Costruzioni di muratura ordinaria $q_0=1.75 \cdot \alpha_1$

Edificio legno

Tipologia legno Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostat

OK Annulla

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Statica non lineare (pushover) Verifiche geotecniche Vento Neve

Generali Tipologia **Analisi** Suolo Torsione accidentale Analisi elastica Spettri

Tipo di analisi Lineare dinamica

Rotazione del sisma deg 0

Quota dello '0' sismico cm 0

Smorzamento viscoso (%) % Default (5)

Limite spostamenti interpiano Default (0.0050)

Fattore di comportamento per sisma SLD X Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Y Default (1.47)

Fattore di comportamento per sisma SLD Z Default (1.00)

Fattore di comportamento per sisma SLV X Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Y Default (2.21)

Fattore di comportamento per sisma SLV Z Default (1.50)

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo SLC

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default Default (1.000)

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default Default (1.000)

Ometti G2 per combinazioni di default

OK Annulla

13.4 AMBIENTE DI VERIFICA DELLE PARETI

Con il comando *Verifica pareti c.a.* si selezionano i due tronchi di parete entrando nell'ambiente di verifica. Si definiscono poi i due pannelli di controvento come da immagini e figure:

Proprietà pannello

Generali | Output | **Armatura** | Ritegni

Numero piani coinvolti: 1

Altezza interpiano (cm): 328

Quota inizio zona dissipativa (cm): 0

Denominazione: Pannello da Filo 2 a (15;370)

Verifica con comportamento dissipativo
 Verifica con comportamento non dissipativo ($q = 1$)
 Le condizioni sismiche verranno moltiplicate per i rispettivi fattori di struttura
 Pannello di fondazione
 Parete estesa debolmente armata
 Imponi direzione asse neutro ortogonale al setto
 Verifica instabilità secondo EC2 - UNI EN 1992-1-1/2006 punto 12.6.5
 Verifica a taglio con il metodo della inclinazione variabile
 Per CDB o non dissipativi calcola altezza utile usando il copriferro massimo
 Escludi verifica a scorrimento su piani orizzontali
 Escludi incrementi +50% del carico assiale per $q > 2$ secondo DM18 7.4.4.5.1

OK Cancel

Proprietà pannello

Generali | Output | **Armatura** | Ritegni

Diametro barre zone di confinamento: 16

Diametro staffe di confinamento: 8

Passo staffe: 12

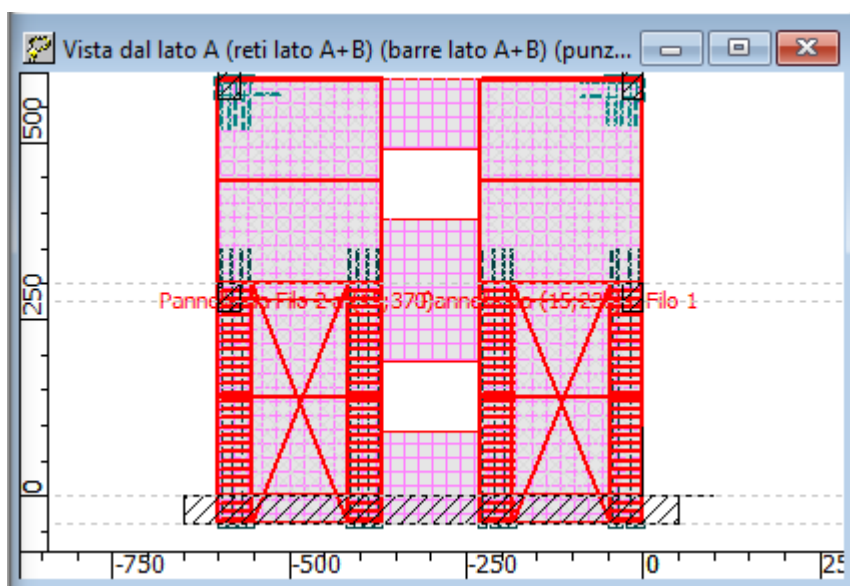
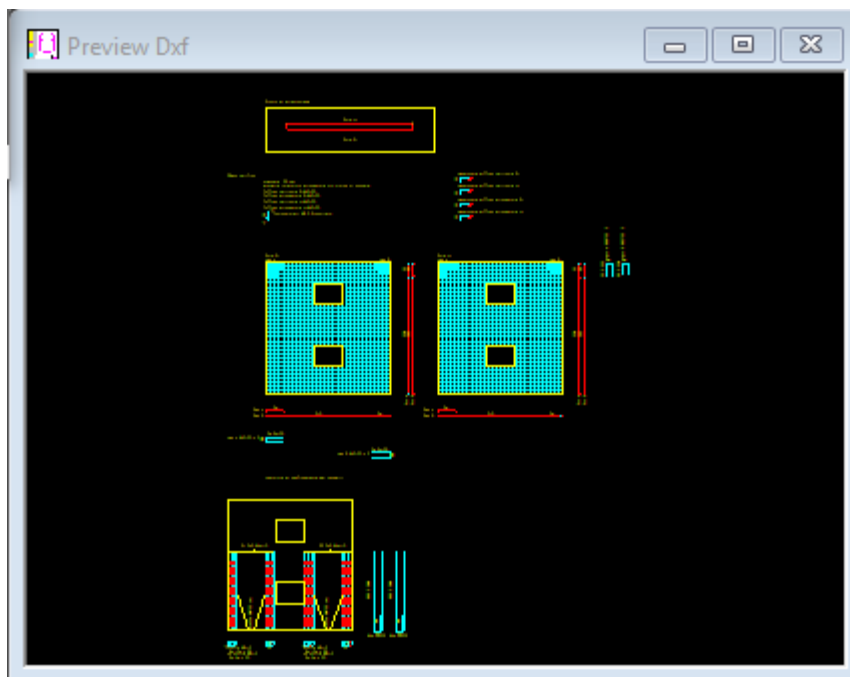
Spaziatura barre verticali legate da spille: 15

Calcolo quota altezza critica automatica
 Quota altezza critica: 300
 H critica = 270

Armatura di proseguimento ai bordi

Diametro barre laterali di continuità: 12
 Spaziatura orizzontale: 0
 Numero barre: 1

OK Cancel



13.5 VERIFICHE SVOLTE SUL PANNELLO DA FILO2 A (15; 370)

Verifica di dettagli costruttivi per la duttilità NTC18 [7.4.32]

Estratto della relazione di calcolo:

Dettagli costruttivi per duttilità [7.4.32] rispettati										Nd	nid	omegav	comb
alfan	alfas	omegawd	mu_fi	Med/Mrd	mu_fi[7.4.4.5.2]	eps1	eps2						
0.672	0.651	0.154	4.106	0.052	1.000	-0.000210	0.000561	-7015	0.036	0.055	14	SLV	
Rapporto volumetrico armatura trasversale 0.067 > -0.029													

13.5.1 Valutazione analitica

sono presenti 1 staffa $\Phi 8/12$ dimensioni 41.6*25.6 e 2 spille $\Phi 8/12$ di lunghezza 25.6 cm

volume delle staffe di confinamento $0.5 \cdot (2 \cdot 41.6 + 2 \cdot 25.6 + 2 \cdot 25.6) / 12 = 7.73 \text{ cm}^3 / \text{cm}$

volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo $41.6 \cdot 25.6 = 1065 \text{ cm}^3 / \text{cm}$

$R_{ck} = 400$ $f_{cd} = 400 \cdot 0.83 \cdot 0.85 / 1.5 = 188 \text{ daN/cm}^2$

$F_{yk} = 4500$ $f_{yd} = 4500 / 1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$

$\omega_{wd} = 7.73 \cdot 3913 / (1065 \cdot 188) = 0.15$

$b_{ix} = (41.6 - 0.8 - 1.6) / 3 = 13.07 \text{ cm}$ distanza tra barre consecutive in direzione x

$b_{iy}=25.6-0.8-1.6=23.2$ cm distanza tra barre consecutive in direzione y

$\Sigma b_i^2=6*13.07^2+2*23.2^2=2101$ cm²

$\alpha_n=1-(2101/(6*41.6*25.6))=0.671$

$\alpha_s=[1-12/(2*41.6)]*[1-12/(2*25.6)]=0.655$

$\alpha=\alpha_n * \alpha_s=0.44$

$T_c=0.337$ s

$T_{1y}=0.374$ s

$\mu_\phi=1.2*(2*2.21-1)=4.1$

$\mu_\phi * \text{Med/Mrd}=4.1*.052=0.21$

$N(\text{comb. Slv7})=-(4.8+4.5)/2*30*46=6417$ daN

(tensioni lette in presfle per M nel piano=415568 daN*cm, M fuori piano=189060 daN*cm e N=-23273 daN)

$v_d=6417/(188*25.6*41.6)=0.032$

$\rho_v=0.79*10/3000=0.0026$ (diam.10/20)

$\omega_v=0.0026*3913/188=0.054$

$b_c/b_0=30/25.6=1.17$

$\alpha * \omega_{wd}=0.44*0.15=0.066$

secondo termine [7.4.32]= $30*1*(0.032+0.054)*0.0019*1.17-0.035=-0.029$

13.5.2 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
α_n	0.672	0.671	0.15%
α_s	0.651	0.655	0.6%
ω_{wd}	0.154	0.15	2.5%
$\alpha_n * \alpha_s * \omega_{wd}$	0.067	0.066	1.5%
secondo termine [7.4.32]	-0.027	-0.029	7.4%

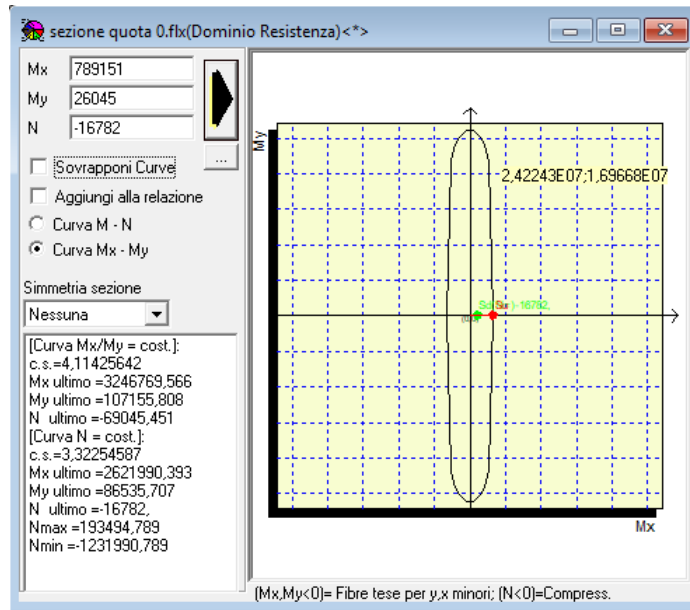
13.6 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE DI BASE

Sezione a quota 0, spessore 30 (daN,cm)

Combinazione peggiore | Tutte le combinazioni | Sezione

- fcd=198.1
- fctd=14.5
- fyd=3913
- Hcr=340
- Quota=0
- Quota inizio dissipazione=0
- Spessore=30
- Larghezza=230
- % Armatura verticale in zona critica sinistra=1.507 > 1 %
- % Armatura verticale in zona critica destra=1.507 > 1 %
- % Armatura orizzontale=0.233 > 0.2 %
- % Armatura verticale=0.739 > 0.2 %
- SLU
- SLV
- Verifica a pressoflessione deviata
 - Md, fuori piano= 789151.4
 - Md, nel piano= -26045.5
 - Nd= -16782.2
 - Sollecitazioni elastiche
 - c.s.= 4.11907 combinazione = 14
 - Nd = | -23662 | < Nd,max = 0.4 * Ac * fcd = 519248 combinazione = 8
- Verifica compressione del diagonale
 - Cotg = 1
 - Epsilon = 1.5
 - Nsd = -14371.98
 - VEd = Vsd * Epsilon = -4354.1 combinazione = 9
 - Resistenza bielle = 104999.36
 - VEd < Resistenza bielle
- Verifica trazione del diagonale
 - AlfaS,max = Msd/(Vsd*Larghezza) = 2.45911 >= 2 combinazione 4
 - ro, barre, oriz. = 0.00262
 - ro, barre, vert. = 0.00739
 - Md, fuori piano = -530217.38
 - Md, nel piano = -220318.14
 - Cotg = 1
 - Nsd = -14371.98
 - Epsilon = 1.5
 - VEd = Vsd * Epsilon = -4354.1 combinazione = 9
 - VRd (4.1.23) = 25096.21
 - VRsd = 56548.67
 - VRd = 56548.67
 - VEd < VRd
- Verifica per scorrimento a taglio
 - csi = 0.29
 - Md, fuori piano = -530217.38
 - Md, nel piano = -220318.14
 - Nsd = -14371.98
 - Epsilon = 1.5
 - VEd = Vsd * Epsilon = -4354.1
 - Somma(Asj)= 51.02
 - Vdd = 49910.35
 - Vid = 0
 - Vfd = 37600.07
 - VRd,s = 87510.42
 - combinazione = 9
 - VEd < VRd,s

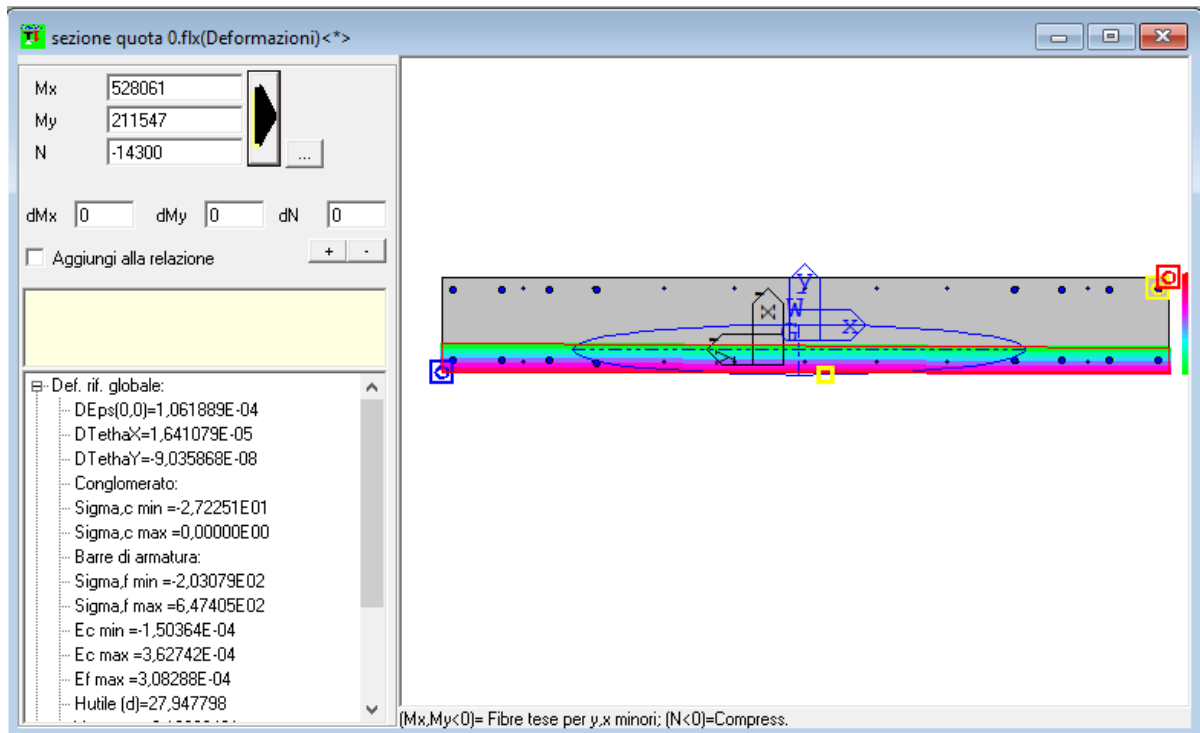
Verifica a pressoflessione
Si utilizza il programma presfle:



Verifica a taglio-compressione del diagonale
 $z=0.8 \cdot 230=184$ cm (braccio delle forze interne)
 $N=-14300$ daN (comb. slv9)
 $\sigma_{cp}=14300/(230 \cdot 30)=2$ daN/cm²
 $\alpha_c=1+2/188=1.01$
 $0.4 \cdot V_{Rcd}=0.4 \cdot 184 \cdot 30 \cdot 0.5 \cdot 1.01 \cdot 188/2=104814$ daN

Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima
 $M_{Ed}=-211547$ daN*cm (comb. Slv9)
 Essendo $\alpha_s > 2$ in comb. Slv4
 secondo [4.1.27] $VRsd = 184 \cdot 0.0785 \cdot 3913=56519$ daN

Verifica a scorrimento
 Valutazione di $\xi=0.29$ con il programma presfle



$\Sigma A_{sj}=12 \cdot 0.785 \cdot 2 + 16 \cdot 2.01=51$ cm²
 $V_{dd}=\min(1.3 \cdot 51 \cdot (188 \cdot 3913)^{0.5}; 0.25 \cdot 3913 \cdot 51)=\min(57771; 49890)=49890$ daN
 $\eta=0.6 \cdot (1-0.83 \cdot 40/250)=0.52$ [7.4.9]

$$V_{fd} = \min(0.6 * [(51 * 3913 + 14300) * 0.29 + 211547 / 184]; 0.5 * 0.52 * 188 * .29 * 230 * 30) = \min(37902; 97808) = 37902 \text{ daN}$$

13.6.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
Coeff. Sic. pressoflessione	4.119	4.114	0.12%
Resistenza a taglio compressione	104999 daN	104814 daN	0.18%
Resistenza a taglio trazione	56548 daN	56519 daN	0.05%
Vdd	49910 daN	49890 daN	0.04%
Vfd	37600 daN	37902 daN	0.8%

13.7 VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE DI BASE CON $\alpha_s < 2$

Per controllare la ipotesi di $\alpha_s < 2$ nella verifica a trazione del diagonale si analizza la parete con la sola combinazione slv 9 eliminando tutte le restanti combinazioni slv..

Verifica trazione del diagonale	
AlfaS,max	= Msd/(Vsd*Larghezza) = 0.22 < 2 combinazione 1
ro,barre,orizz.	= 0.00233
ro,barre,vert.	= 0.00739
Msd,x	= -530217.38
Msd	= -220318.14
Cotg	= 1
Nsd	= -14371.98
Epsilon	= 1.5
Vsd * Epsilon	= -4354.1 combinazione = 1
Vrd,c	= 25096.21
VRd (7.4.16)	= VRd,c + 0.75*roh*fyd*bw*alfa,s*lw = 35464.44
Vsd * Epsilon	< VRd
ro,h*fyd*bw*z	= 50270.13814
ro,v*fyd*bw*z + min Ned	= 174085.09456
min Ned	= -14372
combinazione	= 1
ro,h*fyd*bw*z	<= ro,v*fyd*bw*z + min Ned

$$M_{Ed} = -211547 \text{ daN*cm (comb. Slv9)}$$

$$\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} * l_w) = 211547 / (4354 * 230) = 0.21$$

secondo [4.1.23]

$$d = z / 9 = 184 / 9 = 204 \text{ cm (altezza utile)}$$

$$k = 1 + (200 / 204)^5 = 1.31$$

$$v_{min} = 0.035 * k^{1.5} * f_{ck}^{0.5} = 0.035 * 1.5 * 5.76 = 0.3 \text{ Mpa}$$

la armatura tesa in pressoflessione deviata è pari al 50% della compressiva $a_l = 51 / 2 = 25.5 \text{ cm}^2$

$$\rho_l = 25.5 / (30 * 204) = 0.0042$$

$$\sigma_{cp} = 14300 / (230 * 30) = 2.07 \text{ daN/cm}^2$$

$$0.18 * 1.31 * (100 * 0.0042 * .83 * 40)^{0.333} / 1.5 = 0.378 \text{ Mpa}$$

$$V_{Rd} = (3.78 + 0.15 * 2) * 30 * 204 = 24969 \text{ daN}$$

$$\rho_h = 7.85 / 3000 = 0.0026 \text{ (diam. 10/20)}$$

$$\Sigma A_{sj} = 12 * 0.785 * 2 + 16 * 2.01 = 51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_v = 51 / (30 * 230) = 0.0074 \text{ (diam. 10/20)}$$

$$[7.4.16] \text{ secondo termine} = 24969 + 0.75 * 0.0026 * 3913 * 30 * 0.21 * 230 = 24969 + 11056 = 36025 \text{ daN}$$

$$[7.4.17] \text{ primo termine} = 0.0026 * 3913 * 30 * 184 = 56159 \text{ daN}$$

$$[7.4.17] \text{ secondo termine} = 0.0074 * 3913 * 30 * 184 + 14300 = 174138 \text{ daN}$$

13.7.1 Riepilogo dei risultati

Parametro	Sismicad	Analitico	Scarto
VRd	25096 daN	24969 daN	0.5%
[7.4.16] secondo termine	35464 daN	36025 daN	1.6%
[7.4.17] primo termine	50270 daN	56159 daN	%
[7.4.17] secondo termine	174085 daN	174138 daN	0.03%

COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di nuovi loculi ed ossari nel civico cimitero

DATI CATASTALI

FOGLIO 53A

P.LLE 1 | 12 | 1000

LOCULI

DATA:

Marzo 2019

PIANO DI MANUTENZIONE DELLA STRUTTURA



PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

D.M. 17 Gennaio 2018

OGGETTO LAVORI
REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI A CANTERA (TIPO A)

COMMITTENTE AMMINISTRAZIONE COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

UBICAZIONE CANTIERE

Indirizzo

Città GIUGLIANO IN CAMPANIA

Provincia NA

C.A.P. 80014

DOCUMENTI MANUALE D'USO
MANUALE DI MANUTENZIONE
PROGRAMMA DI MANUTENZIONE

FIRMA

PROGETTISTA

.....

Data Marzo 2019



Sommario

MANUALE D'USO	1
02 STRUTTURE IN C.A.	1
Unità tecnologica: 02.01 Fondazioni profonde	1
Elemento tecnico: 02.01.01 Micropali	1
Unità tecnologica: 02.02 Fondazioni superficiali.....	1
Elemento tecnico: 02.02.01 Platea.....	2
Unità tecnologica: 02.03 Strutture in elevazione.....	2
Elemento tecnico: 02.03.01 Pareti portanti	2
Elemento tecnico: 02.03.02 Solette	3
MANUALE DI MANUTENZIONE.....	1
02 STRUTTURE IN C.A.	1
Unità tecnologica: 02.01 Fondazioni profonde	1
Elemento tecnico strutturale: 02.01.01 Micropali	2
Unità tecnologica: 02.02 Fondazioni superficiali.....	2
Elemento tecnico strutturale: 02.02.01 Platea	4
Unità tecnologica: 02.03 Strutture in elevazione.....	4
Elemento tecnico strutturale: 02.03.01 Pareti portanti.....	5
Elemento tecnico strutturale: 02.03.02 Solette	6
PROGRAMMA DI MANUTENZIONE - Sottoprogramma delle prestazioni	1
Classe di requisito: Resistenza agli attacchi biologici.....	1
Classe di requisito: Qualità ambientale interna	1
Classe di requisito: Qualità aria indoor	1
Classe di requisito: Durabilità tecnologica strutturale	2
Classe di requisito: Protezione elettrica.....	2
Classe di requisito: Resistenza al fuoco	2
Classe di requisito: Resistenza al gelo	2
Classe di requisito: Resistenza meccanica.....	3
Classe di requisito: Stabilità chimico-reattiva	4
PROGRAMMA DI MANUTENZIONE - Sottoprogramma dei controlli	1
02 – 01 Fondazioni profonde.....	1

02 – 02 Fondazioni superficiali	1
02 – 03 Strutture in elevazione	1
PROGRAMMA DI MANUTENZIONE - Sottoprogramma degli interventi	1
02 STRUTTURE IN C.A. – 01 Fondazioni profonde.....	1
02 STRUTTURE IN C.A. – 02 Fondazioni superficiali	1
02 STRUTTURE IN C.A. – 03 Strutture in elevazione.....	1

INTRODUZIONE

Nel presente elaborato, è riportato il piano di manutenzione relativo alla realizzazione di nuovi loculi ed ossari previsti nel civico cimitero del comune di Giugliano in Campania. La struttura portante è in c.a. Il presente calcolo strutturale è relativo alla struttura portante dei nuovi loculi a cantera (loculi TIPO A), poiché le batterie di ossari (loculi TIPO B) saranno oggetto di altro calcolo strutturale. Una descrizione di maggiore dettaglio delle nuove strutture da realizzare è riportata nell'elaborato denominato "Relazione di Calcolo" allegato al presente calcolo strutturale.

Il calcolo è stato effettuato per conto dell'Amministrazione comunale di Giugliano in Campania.

Il piano di manutenzione delle strutture è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Il piano di manutenzione delle strutture, coordinato con quello generale della costruzione, costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Esso va corredato, in ogni caso, del Manuale d'uso, del Manuale di manutenzione e del Programma di manutenzione delle strutture.

Manuale d'uso

Il manuale d'uso è inteso come lo strumento finalizzato ad evitare e/o limitare modi d'uso impropri dell'opera e delle parti che la compongono, a favorire una corretta gestione delle parti componenti la struttura che eviti un degrado anticipato e a permettere di riconoscere tempestivamente i fenomeni di deterioramento da segnalare alle figure responsabili.

Manuale di manutenzione

Il manuale di manutenzione è lo strumento di ausilio per operatori tecnici addetti alla manutenzione le indicazioni necessarie per la corretta esecuzione degli interventi di manutenzione. L'adozione di tale manuale consente inoltre di conseguire i seguenti vantaggi:

- di tipo *tecnico-funzionale*, in quanto permette di definire le politiche e le strategie di manutenzione più idonee, contribuiscono a ridurre i guasti dovuti da una mancata programmazione della manutenzione e determinano le condizioni per garantire la qualità degli interventi;
- in termini *economici*, in quanto la predisposizione di procedure di programmazione e di controllo contribuiscono a minimizzare i costi di esercizio e manutenzione.

Programma di manutenzione

Il programma di manutenzione è lo strumento principale di pianificazione degli interventi di manutenzione. Attraverso tale elaborato si programmano nel tempo gli interventi e si individuano le risorse necessarie. Esso struttura l'insieme dei controlli e degli interventi da eseguirsi a cadenze temporali prefissate, al fine di una corretta gestione della qualità strutturale dell'opera nel corso degli anni. La struttura si articola nei seguenti tre sottoprogrammi:

- *Sottoprogramma delle prestazioni*, che consente di identificare per ogni classe di requisito le prestazioni fornite dall'opera e dalle sue parti;
- *Sottoprogramma dei controlli*, tramite il quale sono definiti, per ogni elemento manutenibile del sistema edilizio, i controlli e le verifiche al fine di rilevare il livello prestazionale dei requisiti e prevenire le anomalie che possono insorgere durante il ciclo di vita dell'opera;
- *Sottoprogramma degli interventi*, che riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione da eseguirsi nel corso del ciclo di vita utile dell'opera.

Struttura e codifica

Nel campo dell'edilizia è impiegata la terminologia specifica per identificare il sistema edilizio al quale le attività di manutenzione si riferiscono. Nella fattispecie la struttura dell'opera, ossia l'articolazione delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici, è rappresentata mediante una schematizzazione classificata sui seguenti tre livelli gerarchici:

1. Classi di unità tecnologiche (Corpo d'opera)

1.1. Unità tecnologiche

1.1.1. Elemento tecnico manutenibile

che consente anche di assegnare un codice univoco ad ogni elemento tecnico manutenibile interessato dalle attività di manutenzione.



PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

D.M. 17 Gennaio 2018

MANUALE D'USO

OGGETTO LAVORI
REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI A CANTERA (TIPO A)

COMMITTENTE AMMINISTRAZIONE COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

UBICAZIONE CANTIERE

Indirizzo

Città GIUGLIANO IN CAMPANIA

Provincia NA

C.A.P. 80014

FIRMA

PROGETTISTA

.....

Data Marzo 2019



MANUALE D'USO

01 Struttura in c.a. - Loculi a cantera (Tipo A)

02 STRUTTURE IN C.A.

02.01 Fondazioni profonde

- 02.01.01 Micropali *Strutturale*

02.02 Fondazioni superficiali

- 02.02.01 Platea *Strutturale*

02.03 Strutture in elevazione

- 02.03.01 Pareti portanti *Strutturale*
- 02.03.02 Solette *Strutturale*

Classe di unità tecnologica (Corpo d'opera)

02 STRUTTURE IN C.A.

Unità tecnologica: 02.01 Fondazioni profonde

Si definiscono fondazioni profonde o fondazioni indirette, con riferimento alle opere di Ingegneria civile, quella classe di fondazioni realizzate con il raggiungimento di profondità considerevoli rispetto al piano campagna.

Considerata l'entità eccessiva dei carichi e in presenza di caratteristiche meccaniche scadenti del terreno, le fondazioni superficiali non potevano garantire livelli accettabili di staticità. Si è ricorso, quindi, all'impiego di fondazioni profonde, opere senz'altro più costose e complesse, per la tecnologia utilizzata, che richiedono più competenza del personale impiegato, sia nella progettazione che nella realizzazione.

MODALITÀ D'USO

Prima della realizzazione di opere di fondazioni profonde, è necessario un accurato studio geologico, in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si andrà a collocare.

L'utente dovrà accertarsi della comparsa di eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto o cedimenti strutturali, causate da sollecitazioni di diverso tipo, attacchi acidi, esposizione a solfati, con graduale corrosione degli strati superficiali di calcestruzzo.

Elementi tecnici strutturali manutenibili

- 02.01.01 **Micropali**

02 STRUTTURE IN C.A. – 01 Fondazioni profonde

Elemento tecnico: 02.01.01 Micropali

DESCRIZIONE

I micropali assolvono a diverse funzioni (consolidamento fondazioni, sottofondazioni di strutture esistenti, ancoraggio di strutture ecc.). Sono pali di piccolo diametro (300 mm se trivellati e 150 mm se infissi). L'armatura dei micropali può essere costituita da tubo o profilato in acciaio o da gabbia di barre in acciaio da c.a.; il materiale di riempimento può essere costituito da miscela cementizia o malta cementizia o betoncino.

MODALITÀ D'USO

E' necessario controllare l'eventuale comparsa di anomalie che potrebbero portare a fenomeni di dissesto strutturale.

Unità tecnologica: 02.02 Fondazioni superficiali

Si definiscono fondazioni superficiali o fondazioni dirette, con riferimento alle opere di Ingegneria civile, quella classe di fondazioni realizzate a profondità ridotte rispetto al piano campagna.

In generale, le fondazioni non sono mai realizzate al livello originario del terreno perché, al fine di una

necessaria durabilità, bisogna raggiungere almeno quegli strati di terreno che non risentono della variazione stagionale del contenuto d'acqua, che non sono interessati da fenomeni di gelo e che comunque sono al di sotto della coltre di terreno vegetale. Necessità statiche possono poi richiedere di raggiungere profondità ancora maggiori per attestarsi su uno strato di terreno di maggiore capacità portante.

MODALITÀ D'USO

Prima della realizzazione di opere di fondazioni superficiali, è necessario un accurato studio geologico, in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si andrà a collocare. Inoltre, devono essere prese in considerazione le reti di sottoservizi presenti.

L'utente dovrà accertarsi della comparsa di eventuali anomalie che possano anticipare l'insorgenza di fenomeni di dissesto o cedimenti strutturali, causate da sollecitazioni di diverso tipo, attacchi acidi, esposizione a solfati, con graduale corrosione degli strati superficiali di calcestruzzo.

Elementi tecnici strutturali manutenibili

- 02.02.01 Platea

02 STRUTTURE IN C.A. – 02 Fondazioni superficiali

Elemento tecnico: 02.02.01 Platea

DESCRIZIONE

La fondazione a platea può essere considerata uno sviluppo della fondazione a travi rovesce, con in più la presenza di un solettone inferiore a cui spesso si aggiungono nervature ortogonali secondarie rispetto a quelle delle travi rovesce, per garantire un ulteriore irrigidimento della struttura.

MODALITÀ D'USO

E' necessario controllare l'eventuale comparsa di anomalie che potrebbero portare a fenomeni di dissesto strutturale.

Unità tecnologica: 02.03 Strutture in elevazione

Le strutture di elevazione sono l'insieme degli elementi tecnici portanti del sistema edilizio: essi hanno la funzione di sostenere i carichi orizzontali e verticali, statici e dinamici, agenti sul sistema stesso e di trasferirli alle strutture di fondazione.

MODALITÀ D'USO

E' necessario non compromettere l'integrità delle strutture in elevazione, effettuando controlli periodici per constatare eventuali anomalie ed il grado di usura delle parti in vista: In caso di accertata anomalia (presenza di lesioni, rigonfiamenti, avallamenti) occorre consultare al più presto un tecnico abilitato.

Elementi tecnici strutturali manutenibili

- 02.03.01 Pareti portanti
- 02.03.02 Solette

02 STRUTTURE IN C.A. – 03 Strutture in elevazione

Elemento tecnico: 02.03.01 Pareti portanti

DESCRIZIONE

Le pareti delimitano confini verticali di ambienti. Quelle portanti sostengono e scaricano a terra (strutture sottostanti) il peso delle costruzioni.

MODALITÀ D'USO

E' necessario non compromettere l'integrità delle strutture in elevazione, effettuando controlli periodici

per constatare eventuali anomalie ed il grado di usura delle parti in vista: In caso di accertata anomalia (presenza di lesioni, rigonfiamenti, avallamenti) occorre consultare al più presto un tecnico abilitato.

02 STRUTTURE IN C.A. – 03 Strutture in elevazione

Elemento tecnico: 02.03.02 Solette

DESCRIZIONE

Sono elementi costruttivi orizzontali e inclinati interamente in cemento armato. Offrono un'ottima resistenza alle alte temperature ed inoltre sono capaci di sopportare carichi elevati anche per luci notevoli.

MODALITÀ D'USO

E' necessario non compromettere l'integrità delle strutture in elevazione, effettuando controlli periodici per constatare eventuali anomalie ed il grado di usura delle parti in vista: In caso di accertata anomalia (presenza di lesioni, rigonfiamenti, avallamenti) occorre consultare al più presto un tecnico abilitato.



PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

D.M. 17 Gennaio 2018

MANUALE DI MANUTENZIONE

OGGETTO LAVORI
REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI A CANTERA (TIPO A)

COMMITTENTE AMMINISTRAZIONE COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

UBICAZIONE CANTIERE

Indirizzo

Città GIUGLIANO IN CAMPANIA

Provincia NA

C.A.P. 80014

FIRMA

PROGETTISTA

Data Marzo 2019



MANUALE DI MANUTENZIONE

01 Struttura in c.a. - Loculi a cantera (Tipo A)

02 STRUTTURE IN C.A.

02.01 Fondazioni profonde

- 02.01.01 Micropali

Strutturale

02.02 Fondazioni superficiali

- 02.02.01 Platea

Strutturale

02.03 Strutture in elevazione

- 02.03.01 Pareti portanti
- 02.03.02 Solette

Strutturale

Strutturale

Classe di unità tecnologica (Corpo d'opera)

02 STRUTTURE IN C.A.

Unità tecnologica: 02.01 Fondazioni profonde

Si definiscono fondazioni profonde o fondazioni indirette, con riferimento alle opere di Ingegneria civile, quella classe di fondazioni realizzate con il raggiungimento di profondità considerevoli rispetto al piano campagna.

Considerata l'entità eccessiva dei carichi e in presenza di caratteristiche meccaniche scadenti del terreno, le fondazioni superficiali non potevano garantire livelli accettabili di staticità. Si è ricorso, quindi, all'impiego di fondazioni profonde, opere senz'altro più costose e complesse, per la tecnologia utilizzata, che richiedono più competenza del personale impiegato, sia nella progettazione che nella realizzazione.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA

<p>02.01.P01</p> <p><i>Classe di Esigenza</i></p> <p><i>Classe di Requisito</i></p> <p><i>Livello minimo prestazionale</i></p> <p><i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Resistenza meccanica - fondazioni</p> <p>Sicurezza</p> <p>Resistenza meccanica</p> <p>I livelli minimi sono indicati nelle prescrizioni di legge e di normative vigenti in materia.</p> <p>L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384</p>
<p>02.01.P02</p> <p><i>Classe di Esigenza</i></p> <p><i>Classe di Requisito</i></p> <p><i>Livello minimo prestazionale</i></p> <p><i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Controllo dispersioni elettriche - fondazioni</p> <p>Sicurezza</p> <p>Protezione elettrica</p> <p>I livelli minimi delle prestazioni sono funzione delle modalità di progetto.</p> <p>L. 186/1968; D.M. n° 37/2008; D.Lgs. 81/08; UNI 8290-2; CEI EN 50522; CEI EN 61936-1; CEI 64-8; CEI 81-10/1; CEI S.423.</p>
<p>02.01.P03</p> <p><i>Classe di Esigenza</i></p> <p><i>Classe di Requisito</i></p> <p><i>Livello minimo prestazionale</i></p> <p><i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Protezione dagli agenti aggressivi - fondazioni</p> <p>Sicurezza</p> <p>Stabilità chimico-reattiva</p> <p>Per le opere in calcestruzzo armato, si deve fare riferimento ai valori minimi di spessore del copriferro che variano in funzione delle tipologie costruttive, come indicato nel D.M. 17.1.2018 e ss.mm.ii.</p> <p>D.Lgs. 81/08; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 7699; UNI 8290-2; UNI 9944; UNI 10322.</p>
<p>02.01.P04</p> <p><i>Classe di Esigenza</i></p> <p><i>Classe di Requisito</i></p> <p><i>Livello minimo prestazionale</i></p>	<p>Protezione dagli agenti biologici - fondazioni</p> <p>Benessere</p> <p>Resistenza agli attacchi biologici</p> <p>I valori minimi di resistenza agli attacchi biologici variano in funzione dei materiali, dei prodotti utilizzati, delle classi di rischio, delle situazioni generali di servizio, dell'esposizione a umidificazione e del tipo di agente biologico. Distribuzione degli agenti biologici per classi di rischio (UNI EN 335-1): Classe di rischio 1- Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, al coperto (secco);- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: nessuna;- Distribuzione degli agenti biologici: insetti = U, termiti = L. Classe di rischio 2- Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, al coperto (rischio di umidificazione);- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: occasionale;- Distribuzione degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L. Classe di rischio 3- Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, non al coperto;- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: frequente;- Distribuzione</p>

<i>Riferimento normativo</i>	degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L. Classe di rischio 4;- Situazione generale di servizio: a contatto con terreno o acqua dolce;- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: permanente;- Distribuzione degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L. Classe di rischio 5;- Situazione generale di servizio: in acqua salata;- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: permanente;- Distribuzione degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L; organismi marini = U.U = universalmente presente in Europa L = localmente presente in Europa(*) il rischio di attacco può essere non significativo a seconda delle particolari situazioni di servizio. UNI 8290-2; UNI 86621-2-3; UNI 8789; UNI 8795; UNI 8859; UNI 8940; UNI 8976; UNI 9090; UNI 9092-1; UNI EN 335-1-2; UNI CEN/TS 1099.
02.01.P05 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i>	Protezione dal gelo - fondazioni Sicurezza Resistenza al gelo I valori minimi sono funzione del materiale impiegato. La resistenza al gelo può essere valutata mediante prove di laboratorio su provini di calcestruzzo sottoposti a cicli alternati di gelo e disgelo. Le misurazioni della variazione del modulo elastico, della massa e della lunghezza ne determinano la resistenza al gelo. UNI 7087; UNI 8290-2; UNI 8520-1; UNI 8981-4; UNI EN 206-1; UNI EN 771-1; UNI EN 934-1; UNI EN 12350-7; UNI EN 1328; UNI EN 12670; UNI EN 13055-1; ISO/DIS 4846.

02 STRUTTURE IN C.A. – 01 Fondazioni profonde

Elemento tecnico strutturale: 02.01.01 Micropali**LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI**

02.01.01.P01 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i>	Resistenza meccanica - fondazioni Sicurezza Resistenza meccanica I livelli minimi sono indicati nelle prescrizioni di legge e di normative vigenti in materia. L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384
---	--

ANOMALIE RICONTRABILI

02.01.01.A01	Cedimenti Dissesti dovuti ad abbassamenti del terreno del piano di posa della fondazione, dovuti a diverse possibili cause.
02.01.01.A02	Deformazioni e spostamenti Deformazioni e spostamenti rispetto alla normale configurazione della fondazione, dovuti a diverse cause esterne.
02.01.01.A03	Distacchi Fenomeni, anche notevoli, di disgregazione e distacco di parti del materiale dell'elemento.
02.01.01.A04	Distacco copriferro ed esposizione ferri Distacco del copriferro con relativa esposizione dei ferri dell'armatura a fenomeni di corrosione.
02.01.01.A05	Fessurazioni Fenomeni di degrado, più o meno importanti, che possono generare lesioni con spostamenti reciproci tra parti degli stessi elementi.
02.01.01.A06	Non perpendicolarità della costruzione Non perpendicolarità del fabbricato che può generarsi per dissesti o cause di diversa natura.
02.01.01.A07	Segni di umidità Segni di umidità a causa dell'assorbimento di acqua da parte dell'elemento, anche per fenomeni di risalita capillare.
02.01.01.A08	Rigonfiamento Fenomeno che riguarda l'intero spessore del materiale, con il formarsi delle cosiddette "bolle", che possono portare a distacchi di materiale e conseguente variazione di sagoma dell'elemento.

MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

02.01.01.I01 <i>Periodicità</i> <i>Descrizione intervento</i>	Manutenzione strutture Quando necessario In caso di comparsa di lesioni, cedimenti, fessurazioni e distacchi murari è necessario far eseguire accertamenti per la diagnosi statica da un tecnico abilitato. Il professionista individuerà criteri e metodi dell'intervento che regolamenteranno il consolidamento.
--	--

Unità tecnologica: 02.02 Fondazioni superficiali

Si definiscono fondazioni superficiali o fondazioni dirette, con riferimento alle opere di Ingegneria civile, quella classe di fondazioni realizzate a profondità ridotte rispetto al piano campagna.

In generale, le fondazioni non sono mai realizzate al livello originario del terreno perché, al fine di una necessaria durabilità, bisogna raggiungere almeno quegli strati di terreno che non risentono della variazione stagionale del contenuto d'acqua, che non sono interessati da fenomeni di gelo e che comunque sono al di sotto della coltre di terreno vegetale. Necessità statiche possono poi richiedere di raggiungere profondità ancora maggiori per attestarsi su uno strato di terreno di maggiore capacità portante.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA	
<p>02.02.P01 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Controllo dispersioni elettriche - fondazioni Sicurezza Protezione elettrica I livelli minimi delle prestazioni sono funzione delle modalità di progetto. L. 186/1968; D.M. n° 37/2008; D.Lgs. 81/08; UNI 8290-2; CEI EN 50522; CEI EN 61936-1; CEI 64-8; CEI 81-10/1; CEI S.423.</p>
<p>02.02.P02 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Protezione dagli agenti aggressivi - fondazioni Sicurezza Stabilità chimico-reattiva Per le opere in calcestruzzo armato, si deve fare riferimento ai valori minimi di spessore del copriferro che variano in funzione delle tipologie costruttive, come indicato nel D.M. 17.1.2018 e ss.mm.ii. D.Lgs. 81/08; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 7699; UNI 8290-2; UNI 9944; UNI 10322.</p>
<p>02.02.P03 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Protezione dagli agenti biologici - fondazioni Benessere Resistenza agli attacchi biologici I valori minimi di resistenza agli attacchi biologici variano in funzione dei materiali, dei prodotti utilizzati, delle classi di rischio, delle situazioni generali di servizio, dell'esposizione a umidificazione e del tipo di agente biologico. Distribuzione degli agenti biologici per classi di rischio (UNI EN 335-1): Classe di rischio 1- Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, al coperto (secco);- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: nessuna;- Distribuzione degli agenti biologici: insetti = U, termiti = L. Classe di rischio 2- Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, al coperto (rischio di umidificazione);- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: occasionale;- Distribuzione degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L. Classe di rischio 3- Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, non al coperto;- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: frequente;- Distribuzione degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L. Classe di rischio 4;- Situazione generale di servizio: a contatto con terreno o acqua dolce;- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: permanente;- Distribuzione degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L. Classe di rischio 5;- Situazione generale di servizio: in acqua salata;- Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: permanente;- Distribuzione degli agenti biologici: funghi = U; (*)insetti = U; termiti = L; organismi marini = U. U = universalmente presente in Europa L = localmente presente in Europa (*) il rischio di attacco può essere non significativo a seconda delle particolari situazioni di servizio. UNI 8290-2; UNI 86621-2-3; UNI 8789; UNI 8795; UNI 8859; UNI 8940; UNI 8976; UNI 9090; UNI 9092-1; UNI EN 335-1-2; UNI CEN/TS 1099.</p>
<p>02.02.P04 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Protezione dal gelo - fondazioni Sicurezza Resistenza al gelo I valori minimi sono funzione del materiale impiegato. La resistenza al gelo può essere valutata mediante prove di laboratorio su provini di calcestruzzo sottoposti a cicli alternati di gelo e disgelo. Le misurazioni della variazione del modulo elastico, della massa e della lunghezza ne determinano la resistenza al gelo. UNI 7087; UNI 8290-2; UNI 8520-1; UNI 8981-4; UNI EN 206-1; UNI EN 771-1; UNI EN 934-1; UNI EN 12350-7; UNI EN 1328; UNI EN 12670; UNI EN 13055-1; ISO/DIS 4846.</p>
<p>02.02.P05 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Resistenza meccanica - fondazioni Sicurezza Resistenza meccanica I livelli minimi sono indicati nelle prescrizioni di legge e di normative vigenti in materia. L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384</p>

Elemento tecnico strutturale: 02.02.01 Platea**LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI**

02.02.01.P01 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i>	Resistenza meccanica - fondazioni Sicurezza Resistenza meccanica I livelli minimi sono indicati nelle prescrizioni di legge e di normative vigenti in materia. L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384
---	--

ANOMALIE RICONTRABILI

02.02.01.A01	Cedimenti Dissesti dovuti ad abbassamenti del terreno del piano di posa della fondazione, dovuti a diverse possibili cause.
02.02.01.A02	Deformazioni e spostamenti Deformazioni e spostamenti rispetto alla normale configurazione della fondazione, dovuti a diverse cause esterne.
02.02.01.A03	Distacchi Fenomeni, anche notevoli, di disgregazione e distacco di parti del materiale dell'elemento.
02.02.01.A04	Distacco copriferro ed esposizione ferri Distacco del copriferro con relativa esposizione dei ferri dell'armatura a fenomeni di corrosione.
02.02.01.A05	Fessurazioni Fenomeni di degrado, più o meno importanti, che possono generare lesioni con spostamenti reciproci tra parti degli stessi elementi.
02.02.01.A06	Non perpendicolarità della costruzione Non perpendicolarità del fabbricato che può generarsi per dissesti o cause di diversa natura.
02.02.01.A07	Segni di umidità Segni di umidità a causa dell'assorbimento di acqua da parte dell'elemento, anche per fenomeni di risalita capillare.
02.02.01.A08	Rigonfiamento Fenomeno che riguarda l'intero spessore del materiale, con il formarsi delle cosiddette "bolle", che possono portare a distacchi di materiale e conseguente variazione di sagoma dell'elemento.

MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

02.02.01.I01 Periodicità <i>Descrizione intervento</i>	Manutenzione fondazioni Quando necessario In caso di comparsa di lesioni, cedimenti, fessurazioni e distacchi murari è necessario far eseguire accertamenti per la diagnosi statica da un tecnico abilitato. Il professionista individuerà criteri e metodi dell'intervento che regolamenteranno il consolidamento.
--	---

Unità tecnologica: 02.03 Strutture in elevazione

Le strutture di elevazione sono l'insieme degli elementi tecnici portanti del sistema edilizio: essi hanno la funzione di sostenere i carichi orizzontali e verticali, statici e dinamici, agenti sul sistema stesso e di trasferirli alle strutture di fondazione.

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI DELL'UNITÀ TECNOLOGICA

02.03.P01 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i>	Protezione dagli agenti aggressivi - strutture elevazione Sicurezza Stabilità chimico-reattiva Per le opere in calcestruzzo armato, si deve fare riferimento ai valori minimi di spessore del copriferro che variano in funzione delle tipologie costruttive, come indicato nel D.M. 17.1.2018 e ss.mm.ii. D.Lgs. 81/08; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 7699; UNI 8290-2; UNI 9944; UNI 10322.
02.03.P02 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i>	Controllo dispersioni elettriche - strutture elevazione Sicurezza Protezione elettrica I livelli minimi delle prestazioni sono funzione delle modalità di progetto. L. 186/1968; D.M. n° 37/2008; D.Lgs. 81/08; UNI 8290-2; CEI EN 50522; CEI EN 61936-1; CEI 64-8; CEI 81-10/1; CEI S.423.
02.03.P03 <i>Classe di Esigenza</i>	Resistenza meccanica - strutture in elevazione Sicurezza

<p>Classe di Requisito <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Resistenza meccanica I livelli minimi sono indicati nelle prescrizioni di legge e di normative vigenti in materia. L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 384; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1994.</p>
<p>02.03.P04 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Resistenza al fuoco - strutture elevazione Sicurezza Resistenza al fuoco Gli elementi costruttivi delle strutture di elevazione devono avere la resistenza al fuoco indicata di seguito, espressa in termini di tempo entro il quale le strutture di elevazioni conservano stabilità, tenuta alla fiamma, ai fumi ed isolamento termico:- altezza antincendio (m): da 12 a 32 - Classe REI (min) = 60;- altezza antincendio (m): da oltre 32 a 80 - Classe REI (min) = 90;- altezza antincendio (m): oltre 80 - Classe REI (min) = 120. D.Lgs. 81/08; D.M. 09/05/07 ; UNI 8290-2; UNI 8456; UNI 8627; UNI 8629-4; UNI 9174; UNI 9177; UNI 9503; UNI 9504; UNI EN 1634-1; UNI EN 1992; UNI EN 1363-1-2; UNI EN ISO 1182; UNI CEI EN ISO 13943.</p>
<p>02.03.P05 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Protezione dal gelo - strutture elevazione Sicurezza Resistenza al gelo I valori minimi sono funzione del materiale impiegato. La resistenza al gelo può essere valutata mediante prove di laboratorio su provini di calcestruzzo sottoposti a cicli alternati di gelo e disgelo. Le misurazioni della variazione del modulo elastico, della massa e della lunghezza ne determinano la resistenza al gelo. UNI 7087; UNI 8290-2; UNI 8520-1; UNI 8981-4; UNI EN 206-1; UNI EN 771-1; UNI EN 934-1; UNI EN 12350-7; UNI EN 1328; UNI EN 12670; UNI EN 13055-1; ISO/DIS 4846.</p>
<p>02.03.P06 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Resistenza al vento - strutture elevazione Sicurezza Resistenza meccanica L'azione del vento di progetto è stabilita dal D.M. 17.1.2018, funzione della zona territoriale, dell'altezza della struttura e del tipo di esposizione. I valori minimi variano in funzione del tipo di struttura in riferimento ai seguenti parametri dettati dal D.M. 17.1.2018. DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2.</p>
<p>02.03.P07 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Durata della vita nominale Sicurezza Durabilità tecnologica strutturale La vita nominale delle opere varia in funzione delle classi d'uso definite come segue:- Classe d'uso = I e Vn <= 10 allora Vr = 35;- Classe d'uso = I e Vn >= 50 allora Vr >= 35;- Classe d'uso = I e Vn >= 100 allora Vr >= 70;- Classe d'uso = II e Vn <= 10 allora Vr = 35;- Classe d'uso = II e Vn >= 50 allora Vr >= 50;- Classe d'uso = II e Vn >= 100 allora Vr >= 100;- Classe d'uso = III e Vn <= 10 allora Vr = 35;- Classe d'uso = III e Vn >= 50 allora Vr >= 75;- Classe d'uso = III e Vn >= 100 allora Vr >= 150;- Classe d'uso = IV e Vn <= 10 allora Vr = 35;- Classe d'uso = IV e Vn >= 50 allora Vr >= 100;- Classe d'uso = IV e Vn >= 100 allora Vr >= 200. Le classi d'uso sono le seguenti:- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. DM 17/01-2018 (NTC); Dir. PCM 12/10/2007.</p>

Elemento tecnico strutturale: 02.03.01 Pareti portanti**LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI**

02.03.01.P01	Resistenza meccanica - strutture in elevazione
---------------------	---

<p><i>Classe di Esigenza</i></p> <p><i>Classe di Requisito</i></p> <p><i>Livello minimo prestazionale</i></p> <p><i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Sicurezza</p> <p>Resistenza meccanica</p> <p>I livelli minimi sono indicati nelle prescrizioni di legge e di normative vigenti in materia.</p> <p>L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 384; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1994.</p>
---	--

ANOMALIE RICONTRABILI

02.03.01.A01	<p>Alveolizzazione</p> <p>Degrado dell'elemento che si manifesta sottoforma di cavità di forme e dimensioni variabili, spesso interconnesse e con distribuzione non uniforme.</p>
02.03.01.A02	<p>Cavillature superficiali</p> <p>Formazione sulle superficie del calcestruzzo di una serie di fessure ramificate.</p>
02.03.01.A03	<p>Corrosione</p> <p>Fenomeno di consumazione dei materiali metallici, a causa dell'interazione con sostanze presenti nell'ambiente quali ossigeno, acqua, anidride carbonica, ecc., che provoca un peggioramento delle caratteristiche e proprietà fisiche dei materiali coinvolti.</p>
02.03.01.A04	<p>Deformazioni e spostamenti</p> <p>Deformazioni e spostamenti rispetto alla normale configurazione dell'elemento, dovuti a diverse cause.</p>
02.03.01.A05	<p>Disgregazione</p> <p>Fenomeno di distacco di granuli o cristalli sotto l'azione di sollecitazioni meccaniche.</p>
02.03.01.A06	<p>Distacchi</p> <p>Fenomeni, anche notevoli, di disgregazione e distacco di parti del materiale dell'elemento.</p>
02.03.01.A07	<p>Efflorescenze</p> <p>Fenomeno che consiste nella formazione, sulla parte superficiale dell'elemento, di sostanze di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso. Nel caso delle efflorescenze saline, la cristallizzazione può anche avvenire all'interno del materiale stesso, provocando spesso il distacco delle parti più superficiali.</p>
02.03.01.A08	<p>Erosione superficiale</p> <p>Perdita di materiale dalla superficie dell'elemento, dovuta a cause di natura diversa.</p>
02.03.01.A09	<p>Esfoliazione</p> <p>Fenomeno di distacco di materiale dall'elemento, con caduta di uno o più strati superficiali subparalleli fra loro, generalmente causata dagli effetti del gelo.</p>
02.03.01.A10	<p>Distacco copriferro ed esposizione ferri</p> <p>Distacco del copriferro con relativa esposizione dei ferri dell'armatura a fenomeni di corrosione.</p>
02.03.01.A11	<p>Fessurazioni</p> <p>Degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità del materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti.</p>
02.03.01.A12	<p>Segni di umidità</p> <p>Segni di umidità a causa dell'assorbimento di acqua da parte dell'elemento, anche per fenomeni di risalita capillare.</p>
02.03.01.A13	<p>Polverizzazione</p> <p>Perdita di materiali consistente nella caduta spontanea sotto forma di polvere o granuli.</p>
02.03.01.A14	<p>Rigonfiamento</p> <p>Fenomeno che riguarda l'intero spessore del materiale, con il formarsi delle cosiddette "bolle", che possono portare a distacchi di materiale e conseguente variazione di sagoma dell'elemento.</p>
02.03.01.A15	<p>Scheggiature</p> <p>Perdita di parti di materiale lungo i bordi e gli spigoli degli elementi in calcestruzzo.</p>
02.03.01.A16	<p>Spalling</p> <p>Fenomeno di sfaldamento degli inerti, a seguito di elevate temperature, che comportano lo schiacciamento e l'esplosione interna degli stessi.</p>

MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

02.03.01.I01	<p>Manutenzione strutture</p> <p>Quando necessario</p> <p>Intervento di manutenzione in caso di comparsa di lesioni, previa diagnosi per accertare l'anomalia, verificare la struttura e valutare il consolidamento da eseguire.</p>
Periodicità	
Descrizione intervento	

Elemento tecnico strutturale: 02.03.02 Solette

LIVELLO MINIMO DELLE PRESTAZIONI

<p>02.03.02.P01 <i>Classe di Esigenza</i> <i>Classe di Requisito</i> <i>Livello minimo prestazionale</i> <i>Riferimento normativo</i></p>	<p>Resistenza meccanica - strutture in elevazione Sicurezza Resistenza meccanica</p> <p>I livelli minimi sono indicati nelle prescrizioni di legge e di normative vigenti in materia. L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 384; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1994.</p>
--	---

ANOMALIE RICONTRABILI

02.03.02.A01	<p>Alveolizzazione Degrado dell'elemento che si manifesta sottoforma di cavità di forme e dimensioni variabili, spesso interconnesse e con distribuzione non uniforme.</p>
02.03.02.A02	<p>Convallature superficiali Formazione sulle superficie del calcestruzzo di una serie di fessure ramificate.</p>
02.03.02.A03	<p>Corrosione Fenomeno di consumazione dei materiali metallici, a causa dell'interazione con sostanze presenti nell'ambiente quali ossigeno, acqua, anidride carbonica, ecc., che provoca un peggioramento delle caratteristiche e proprietà fisiche dei materiali coinvolti.</p>
02.03.02.A04	<p>Deformazioni e spostamenti Deformazioni e spostamenti rispetto alla normale configurazione dell'elemento, dovuti a diverse cause.</p>
02.03.02.A05	<p>Disgregazione Fenomeno di distacco di granuli o cristalli sotto l'azione di sollecitazioni meccaniche.</p>
02.03.02.A06	<p>Distacchi Fenomeni, anche notevoli, di disgregazione e distacco di parti del materiale dell'elemento.</p>
02.03.02.A07	<p>Efflorescenze Fenomeno che consiste nella formazione, sulla parte superficiale dell'elemento, di sostanze di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso. Nel caso delle efflorescenze saline, la cristallizzazione può anche avvenire all'interno del materiale stesso, provocando spesso il distacco delle parti più superficiali.</p>
02.03.02.A08	<p>Erosione superficiale Perdita di materiale dalla superficie dell'elemento, dovuta a cause di natura diversa.</p>
02.03.02.A09	<p>Esfoliazione Fenomeno di distacco di materiale dall'elemento, con caduta di uno o più strati superficiali subparalleli fra loro, generalmente causata dagli effetti del gelo.</p>
02.03.02.A10	<p>Distacco copriferro ed esposizione ferri Distacco del copriferro con relativa esposizione dei ferri dell'armatura a fenomeni di corrosione.</p>
02.03.02.A11	<p>Fessurazioni Degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità del materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti.</p>
02.03.02.A12	<p>Segni di umidità Segni di umidità a causa dell'assorbimento di acqua da parte dell'elemento, anche per fenomeni di risalita capillare.</p>
02.03.02.A13	<p>Polverizzazione Perdita di materiali consistente nella caduta spontanea sotto forma di polvere o granuli.</p>
02.03.02.A14	<p>Rigonfiamento Fenomeno che riguarda l'intero spessore del materiale, con il formarsi delle cosiddette "bolle", che possono portare a distacchi di materiale e conseguente variazione di sagoma dell'elemento.</p>
02.03.02.A15	<p>Scheggiature Perdita di parti di materiale lungo i bordi e gli spigoli degli elementi in calcestruzzo.</p>
02.03.02.A16	<p>Spalling Fenomeno di sfaldamento degli inerti, a seguito di elevate temperature, che comportano lo schiacciamento e l'esplosione interna degli stessi.</p>

MANUTENZIONI ESEGUIBILI DA PERSONALE SPECIALIZZATO

<p>02.03.02.I01 Periodicità Descrizione intervento</p>	<p>Manutenzione strutture Quando necessario Intervento di manutenzione in caso di comparsa di lesioni, previa diagnosi per accertare l'anomalia, verificare la struttura e valutare il consolidamento da eseguire.</p>
---	--



PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

D.M. 17 Gennaio 2018

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE SOTTOPROGRAMMA DELLE PRESTAZIONI

OGGETTO LAVORI
REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI A CANTERA (TIPO A)

COMMITTENTE AMMINISTRAZIONE COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

UBICAZIONE CANTIERE

Indirizzo

Città GIUGLIANO IN CAMPANIA

Provincia NA

C.A.P. 80014

FIRMA

PROGETTISTA

.....

Data Marzo 2019



PROGRAMMA DI MANUTENZIONE - Sottoprogramma delle prestazioni**Benessere: Resistenza agli attacchi biologici**

02 STRUTTURE IN C.A.

Salvaguardia dell'ambiente: Qualità ambientale interna**Salvaguardia dell'ambiente: Qualità aria indoor****Sicurezza: Durabilità tecnologica strutturale**

02 STRUTTURE IN C.A.

Sicurezza: Protezione elettrica

02 STRUTTURE IN C.A.

Sicurezza: Resistenza al fuoco

02 STRUTTURE IN C.A.

Sicurezza: Resistenza al gelo

02 STRUTTURE IN C.A.

Sicurezza: Resistenza meccanica

02 STRUTTURE IN C.A.

Sicurezza: Stabilità chimico-reattiva

02 STRUTTURE IN C.A.

Classe di Esigenza: **Benessere****Classe di requisito: Resistenza agli attacchi biologici**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
02 02.01 02.01.	<p>STRUTTURE IN C.A.</p> <p>Fondazioni profonde</p> <p>Protezione dagli agenti biologici - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione non devono subire riduzioni di prestazioni a seguito della presenza di organismi viventi animali, vegetali, microrganismi ecc.</p> <p>Le fondazioni realizzate da elementi in legno devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali anche in caso di attacchi biologici e non permettere la crescita di funghi, insetti, muffe, organismi marini, ecc.</p> <p>Rif. Normativo: UNI 8290-2; UNI 86621-2-3; UNI 8789; UNI 8795; UNI 8859; UNI 8940; UNI 8976; UNI 9090; UNI 9092-1; UNI EN 335-1-2; UNI CEN/TS 1099.</p>
02.02 02.02.	<p>Fondazioni superficiali</p> <p>Protezione dagli agenti biologici - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione non devono subire riduzioni di prestazioni a seguito della presenza di organismi viventi animali, vegetali, microrganismi ecc.</p> <p>Le fondazioni realizzate da elementi in legno devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali anche in caso di attacchi biologici e non permettere la crescita di funghi, insetti, muffe, organismi marini, ecc.</p> <p>Rif. Normativo: UNI 8290-2; UNI 86621-2-3; UNI 8789; UNI 8795; UNI 8859; UNI 8940; UNI 8976; UNI 9090; UNI 9092-1; UNI EN 335-1-2; UNI CEN/TS 1099.</p>

Classe di Esigenza: **Salvaguardia dell'ambiente****Classe di requisito: Qualità ambientale interna**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
------	--

Classe di Esigenza: **Salvaguardia dell'ambiente****Classe di requisito: Qualità aria indoor**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
------	--

Classe di Esigenza: **Sicurezza****Classe di requisito: Durabilità tecnologica strutturale**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
02 02.03 02.03.	<p>STRUTTURE IN C.A.</p> <p>Strutture in elevazione</p> <p>Durata della vita nominale</p> <p>Le strutture in elevazione devono resistere per un periodo pari a quello di riferimento VR di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale Vn (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione Cu.</p> <p>Rif. Normativo: DM 17/01-2018 (NTC); Dir. PCM 12/10/2007.</p>

Classe di Esigenza: **Sicurezza****Classe di requisito: Protezione elettrica**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
02 02.01 02.01.	<p>STRUTTURE IN C.A.</p> <p>Fondazioni profonde</p> <p>Controllo dispersioni elettriche - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione devono essere tali da impedire eventuali dispersioni elettriche nel sottosuolo: tutte le parti metalliche facenti parte delle strutture di fondazione devono essere connesse ad impianti di terra mediante dispersori, in modo che esse vengano a trovarsi allo stesso potenziale elettrico del terreno.</p> <p>Rif. Normativo: L. 186/1968; D.M. n° 37/2008; D.Lgs. 81/08; UNI 8290-2; CEI EN 50522; CEI EN 61936-1; CEI 64-8; CEI 81-10/1; CEI S.423.</p>
02.02 02.02.	<p>Fondazioni superficiali</p> <p>Controllo dispersioni elettriche - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione devono essere tali da impedire eventuali dispersioni elettriche nel sottosuolo: tutte le parti metalliche facenti parte delle strutture di fondazione devono essere connesse ad impianti di terra mediante dispersori, in modo che esse vengano a trovarsi allo stesso potenziale elettrico del terreno.</p> <p>Rif. Normativo: L. 186/1968; D.M. n° 37/2008; D.Lgs. 81/08; UNI 8290-2; CEI EN 50522; CEI EN 61936-1; CEI 64-8; CEI 81-10/1; CEI S.423.</p>
02.03 02.03.	<p>Strutture in elevazione</p> <p>Controllo dispersioni elettriche - strutture elevazione</p> <p>Le strutture in elevazione devono essere tali da impedire eventuali dispersioni elettriche: tutte le parti metalliche facenti parte delle strutture di elevazione devono essere connesse ad impianti di terra mediante dispersori, in modo che esse vengano a trovarsi allo stesso potenziale elettrico del terreno.</p> <p>Rif. Normativo: L. 186/1968; D.M. n° 37/2008; D.Lgs. 81/08; UNI 8290-2; CEI EN 50522; CEI EN 61936-1; CEI 64-8; CEI 81-10/1; CEI S.423.</p>

Classe di Esigenza: **Sicurezza****Classe di requisito: Resistenza al fuoco**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
02 02.03 02.03.	<p>STRUTTURE IN C.A.</p> <p>Strutture in elevazione</p> <p>Resistenza al fuoco - strutture elevazione</p> <p>Gli elementi delle strutture di elevazione devono avere un valore di resistenza al fuoco non inferiore a quello valutato in fase di progetto e calcolo del carico d'incendio.</p> <p>Rif. Normativo: D.Lgs. 81/08; D.M. 09/05/07 ; UNI 8290-2; UNI 8456; UNI 8627; UNI 8629-4; UNI 9174; UNI 9177; UNI 9503; UNI 9504; UNI EN 1634-1; UNI EN 1992; UNI EN 1363-1-2; UNI EN ISO 1182; UNI CEI EN ISO 13943.</p>

Classe di Esigenza: **Sicurezza****Classe di requisito: Resistenza al gelo**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
02 02.01 02.01.	<p>STRUTTURE IN C.A.</p> <p>Fondazioni profonde</p> <p>Protezione dal gelo - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione non devono subire disgregazioni e variazioni dimensionali e di aspetto a seguito della formazione di ghiaccio: devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali se sottoposte a cause di gelo e disgelo.</p> <p>Rif. Normativo: UNI 7087; UNI 8290-2; UNI 8520-1; UNI 8981-4; UNI EN 206-1; UNI EN 771-1; UNI EN 934-1; UNI EN 12350-7; UNI EN 1328; UNI EN 12670; UNI EN 13055-1; ISO/DIS 4846.</p>
02.02 02.02.	<p>Fondazioni superficiali</p> <p>Protezione dal gelo - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione non devono subire disgregazioni e variazioni dimensionali e di aspetto a seguito della formazione di ghiaccio: devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali se sottoposte a cause di gelo e disgelo.</p> <p>Rif. Normativo: UNI 7087; UNI 8290-2; UNI 8520-1; UNI 8981-4; UNI EN 206-1; UNI EN 771-1; UNI EN 934-1; UNI EN 12350-7; UNI EN 1328; UNI EN 12670; UNI EN 13055-1; ISO/DIS 4846.</p>
02.03 02.03.	<p>Strutture in elevazione</p> <p>Protezione dal gelo - strutture elevazione</p> <p>Le strutture di elevazione non devono subire disgregazioni e variazioni dimensionali e di aspetto a seguito della formazione di ghiaccio: devono conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali se sottoposte a cause di gelo e disgelo.</p> <p>Rif. Normativo: UNI 7087; UNI 8290-2; UNI 8520-1; UNI 8981-4; UNI EN 206-1; UNI EN 771-1; UNI EN 934-1; UNI EN 12350-7; UNI EN 1328; UNI EN 12670; UNI EN 13055-1; ISO/DIS 4846.</p>

Classe di Esigenza: Sicurezza

Classe di requisito: Resistenza meccanica

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
02 02.01 02.01.	<p>STRUTTURE IN C.A.</p> <p>Fondazioni profonde</p> <p>Resistenza meccanica - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione devono essere dimensionate allo scopo di contrastare le deformazioni ed i cedimenti dovuti all'azione di carichi, forze sismiche, ecc., assicurando stabilità e resistenza con adeguato margine di sicurezza.</p> <p>Rif. Normativo: L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384</p>
02.01.01 02.01.01.	<p>Micropali</p> <p>Resistenza meccanica - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione devono essere dimensionate allo scopo di contrastare le deformazioni ed i cedimenti dovuti all'azione di carichi, forze sismiche, ecc., assicurando stabilità e resistenza con adeguato margine di sicurezza.</p> <p>Rif. Normativo: L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384</p>
02.02 02.02.	<p>Fondazioni superficiali</p> <p>Resistenza meccanica - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione devono essere dimensionate allo scopo di contrastare le deformazioni ed i cedimenti dovuti all'azione di carichi, forze sismiche, ecc., assicurando stabilità e resistenza con adeguato margine di sicurezza.</p> <p>Rif. Normativo: L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384</p>
02.02.01 02.02.01.	<p>Platea</p> <p>Resistenza meccanica - fondazioni</p> <p>Le strutture di fondazione devono essere dimensionate allo scopo di contrastare le deformazioni ed i cedimenti dovuti all'azione di carichi, forze sismiche, ecc., assicurando stabilità e resistenza con adeguato margine di sicurezza.</p> <p>Rif. Normativo: L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1090-3; UNI 9503; UNI EN 1993; UNI EN 1999; UNI EN 1994; UNI EN 1995; UNI EN 384</p>
02.03 02.03.	<p>Strutture in elevazione</p> <p>Resistenza meccanica - strutture in elevazione</p> <p>Le strutture in elevazione devono essere dimensionate allo scopo di contrastare le deformazioni ed i</p>

	cedimenti dovuti all'azione di carichi, forze sismiche, ecc., assicurando stabilità e resistenza con adeguato margine di sicurezza. Rif. Normativo: L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 384; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1994.
02.03.	Resistenza al vento - strutture elevazione Le strutture di elevazione devono resistere alle azioni e depressioni prodotte dal vento senza evidenziare fenomeni di instabilità e perdere la propria funzionalità. Rif. Normativo: DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2.
02.03.01	Pareti portanti
02.03.01.	Resistenza meccanica - strutture in elevazione Le strutture in elevazione devono essere dimensionate allo scopo di contrastare le deformazioni ed i cedimenti dovuti all'azione di carichi, forze sismiche, ecc., assicurando stabilità e resistenza con adeguato margine di sicurezza. Rif. Normativo: L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 384; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1994.
02.03.02	Solette
02.03.02.	Resistenza meccanica - strutture in elevazione Le strutture in elevazione devono essere dimensionate allo scopo di contrastare le deformazioni ed i cedimenti dovuti all'azione di carichi, forze sismiche, ecc., assicurando stabilità e resistenza con adeguato margine di sicurezza. Rif. Normativo: L. n° 1086/1971; L. n° 64/1974; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 8290-2; UNI EN 384; UNI EN 1356; UNI EN 12390-1; UNI EN 1992; UNI EN 1994.

Classe di Esigenza: **Sicurezza**

Classe di requisito: **Stabilità chimico-reattiva**

U.T.	Struttura tecnologica /Prestazioni - requisiti
02	STRUTTURE IN C.A.
02.01	Fondazioni profonde
02.01.	Protezione dagli agenti aggressivi - fondazioni Le strutture di fondazione devono essere tali da non subire dissoluzioni o disgregazioni e mutamenti di aspetto a causa dell'azione di agenti aggressivi chimici quali anidride carbonica, solfati, ecc. Rif. Normativo: D.Lgs. 81/08; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 7699; UNI 8290-2; UNI 9944; UNI 10322.
02.02	Fondazioni superficiali
02.02.	Protezione dagli agenti aggressivi - fondazioni Le strutture di fondazione devono essere tali da non subire dissoluzioni o disgregazioni e mutamenti di aspetto a causa dell'azione di agenti aggressivi chimici quali anidride carbonica, solfati, ecc. Rif. Normativo: D.Lgs. 81/08; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 7699; UNI 8290-2; UNI 9944; UNI 10322.
02.03	Strutture in elevazione
02.03.	Protezione dagli agenti aggressivi - strutture elevazione Le strutture di fondazione devono essere tali da non subire dissoluzioni o disgregazioni e mutamenti di aspetto a causa dell'azione di agenti aggressivi chimici quali anidride carbonica, solfati, ecc. Rif. Normativo: D.Lgs. 81/08; DM 17/01-2018 (NTC); UNI 7699; UNI 8290-2; UNI 9944; UNI 10322.



PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

D.M. 17 Gennaio 2018

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE SOTTOPROGRAMMA DEI CONTROLLI

OGGETTO LAVORI
REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI A CANTERA (TIPO A)

COMMITTENTE AMMINISTRAZIONE COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

UBICAZIONE CANTIERE

Indirizzo

Città GIUGLIANO IN CAMPANIA

Provincia NA

C.A.P. 80014

FIRMA

PROGETTISTA

Data Marzo 2019

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE
Sottoprogramma dei controlli



PROGRAMMA DI MANUTENZIONE - Sottoprogramma dei controlli

01 Struttura in c.a. - Loculi a cantera (Tipo A)

02 STRUTTURE IN C.A.

02.01 Fondazioni profonde

- 02.01.01 Micropali

Strutturale

02.02 Fondazioni superficiali

- 02.02.01 Platea

Strutturale

02.03 Strutture in elevazione

- 02.03.01 Pareti portanti
- 02.03.02 Solette

Strutturale

Strutturale

02 – 01 Fondazioni profonde

U.T.	Struttura tecnologica manutenibile/Controlli	Tipo controllo	Periodicità
02.01.01 02.01.01. C01.P01 C01.A01 C01.A02 C01.A03 C01.A05 C01.A06 C01.A07	Micropali Verifica strutture Viene controllata l'integrità di pareti e pilastri, verificando l'assenza di eventuali fenomeni di lesioni o fessurazioni; verifica della presenza di dissesti del terreno circostante la struttura che potrebbero generare cedimenti strutturali. In caso di eventi calamitosi quali terremoti, frane, nubifragi ecc., vengono effettuate verifiche e controlli più approfonditi. Requisiti da controllare <i>Resistenza meccanica - fondazioni</i> Anomalie da controllare <i>Cedimenti</i> <i>Deformazioni e spostamenti</i> <i>Distacchi</i> <i>Fessurazioni</i> <i>Non perpendicolarità della costruzione</i> <i>Segni di umidità</i>	Controllo a vista	Ogni 12 Mesi

02 – 02 Fondazioni superficiali

U.T.	Struttura tecnologica manutenibile/Controlli	Tipo controllo	Periodicità
02.02.01 02.02.01. C01.P01 C01.A01 C01.A02 C01.A03 C01.A05 C01.A06 C01.A07	Platea Verifica strutture Viene controllata l'integrità di pareti e pilastri, verificando l'assenza di eventuali fenomeni di lesioni o fessurazioni; verifica della presenza di dissesti del terreno circostante la struttura che potrebbero generare cedimenti strutturali. In caso di eventi calamitosi quali terremoti, frane, nubifragi ecc., vengono effettuate verifiche e controlli più approfonditi. Requisiti da controllare <i>Resistenza meccanica - fondazioni</i> Anomalie da controllare <i>Cedimenti</i> <i>Deformazioni e spostamenti</i> <i>Distacchi</i> <i>Fessurazioni</i> <i>Non perpendicolarità della costruzione</i> <i>Segni di umidità</i>	Controllo a vista	Ogni 12 Mesi

02 – 03 Strutture in elevazione

U.T.	Struttura tecnologica manutenibile/Controlli	Tipo controllo	Periodicità
02.03.01	Pareti portanti		

<p><u>02.03.01.</u> Controllo quadro fessurativo Viene controllato lo stato fessurativo dell'elemento strutturale, verificando l'assenza di lesioni che potrebbero compromettere la resistenza dello stesso. Requisiti da controllare <i>C01.P01 Resistenza meccanica - strutture in elevazione</i> Anomalie da controllare <i>C01.A02 Cavillature superficiali</i> <i>C01.A03 Corrosione</i> <i>C01.A04 Deformazioni e spostamenti</i> <i>C01.A06 Distacchi</i> <i>C01.A10 Distacco copriferro ed esposizione ferri</i> <i>C01.A11 Fessurazioni</i> <i>C01.A12 Segni di umidità</i></p> <p><u>02.03.01.</u> Verifica strutture Viene controllata l'integrità degli elementi di elevazione, verificando l'assenza di eventuali fenomeni di lesioni o fessurazioni; in caso di eventi calamitosi quali terremoti, frane, nubifragi ecc., vengono effettuate verifiche e controlli più approfonditi. Requisiti da controllare <i>C02.P01 Resistenza meccanica - strutture in elevazione</i> Anomalie da controllare <i>C02.A01 Alveolizzazione</i> <i>C02.A02 Cavillature superficiali</i> <i>C02.A04 Deformazioni e spostamenti</i> <i>C02.A05 Disgregazione</i> <i>C02.A06 Distacchi</i> <i>C02.A07 Efflorescenze</i> <i>C02.A12 Segni di umidità</i> <i>C02.A14 Rigonfiamento</i> <i>C02.A15 Scheggiature</i></p>		<p>Controllo a vista</p>	<p>Ogni 1 Anni</p>
<p>02.03.02 <u>02.03.02.</u> Solette Controllo quadro fessurativo Viene controllato lo stato fessurativo dell'elemento strutturale, verificando l'assenza di lesioni che potrebbero compromettere la resistenza dello stesso. Requisiti da controllare <i>C01.P01 Resistenza meccanica - strutture in elevazione</i> Anomalie da controllare <i>C01.A02 Cavillature superficiali</i> <i>C01.A03 Corrosione</i> <i>C01.A04 Deformazioni e spostamenti</i> <i>C01.A06 Distacchi</i> <i>C01.A10 Distacco copriferro ed esposizione ferri</i> <i>C01.A11 Fessurazioni</i> <i>C01.A12 Segni di umidità</i></p> <p><u>02.03.02.</u> Verifica strutture Viene controllata l'integrità degli elementi di elevazione, verificando l'assenza di eventuali fenomeni di lesioni o fessurazioni; in caso di eventi calamitosi quali terremoti, frane, nubifragi ecc., vengono effettuate verifiche e controlli più approfonditi. Requisiti da controllare <i>C02.P01 Resistenza meccanica - strutture in elevazione</i> Anomalie da controllare <i>C02.A01 Alveolizzazione</i> <i>C02.A02 Cavillature superficiali</i> <i>C02.A04 Deformazioni e spostamenti</i> <i>C02.A05 Disgregazione</i> <i>C02.A06 Distacchi</i> <i>C02.A07 Efflorescenze</i> <i>C02.A12 Segni di umidità</i> <i>C02.A14 Rigonfiamento</i> <i>C02.A15 Scheggiature</i></p>		<p>Controllo a vista</p>	<p>Ogni 1 Anni</p>
		<p>Controllo a vista</p>	<p>Ogni 1 Anni</p>



PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

D.M. 17 Gennaio 2018

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE SOTTOPROGRAMMA DEGLI INTERVENTI

OGGETTO LAVORI
REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI A CANTERA (TIPO A)

COMMITTENTE AMMINISTRAZIONE COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

UBICAZIONE CANTIERE

Indirizzo

Città GIUGLIANO IN CAMPANIA

Provincia NA

C.A.P. 80014

FIRMA

PROGETTISTA

.....

Data Marzo 2019

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE
Sottoprogramma degli interventi



PROGRAMMA DI MANUTENZIONE - Sottoprogramma degli interventi

01 Struttura in c.a. - Loculi a cantera (Tipo A)

02 STRUTTURE IN C.A.

02.01 Fondazioni profonde

- 02.01.01 Micropali

Strutturale

02.02 Fondazioni superficiali

- 02.02.01 Platea

Strutturale

02.03 Strutture in elevazione

- 02.03.01 Pareti portanti
- 02.03.02 Solette

Strutturale

Strutturale

02 STRUTTURE IN C.A. – 01 Fondazioni profonde

U.T.	Struttura tecnologica manutenibile/interventi da eseguire	Periodicità
02.01.01 02.01.01.	Micropali Manutenzione strutture In caso di comparsa di lesioni, cedimenti, fessurazioni e distacchi murari è necessario far eseguire accertamenti per la diagnosi statica da un tecnico abilitato. Il professionista individuerà criteri e metodi dell'intervento che regolamenteranno il consolidamento.	Quando necessario

02 STRUTTURE IN C.A. – 02 Fondazioni superficiali

U.T.	Struttura tecnologica manutenibile/interventi da eseguire	Periodicità
02.02.01 02.02.01.	Platea Manutenzione fondazioni In caso di comparsa di lesioni, cedimenti, fessurazioni e distacchi murari è necessario far eseguire accertamenti per la diagnosi statica da un tecnico abilitato. Il professionista individuerà criteri e metodi dell'intervento che regolamenteranno il consolidamento.	Quando necessario

02 STRUTTURE IN C.A. – 03 Strutture in elevazione

U.T.	Struttura tecnologica manutenibile/interventi da eseguire	Periodicità
02.03.01 02.03.01.	Pareti portanti Manutenzione strutture Intervento di manutenzione in caso di comparsa di lesioni, previa diagnosi per accertare l'anomalia, verificare la struttura e valutare il consolidamento da eseguire.	Quando necessario
02.03.02 02.03.02.	Solette Manutenzione strutture Intervento di manutenzione in caso di comparsa di lesioni, previa diagnosi per accertare l'anomalia, verificare la struttura e valutare il consolidamento da eseguire.	Quando necessario