

FUTURA

LA SCUOLA PER L'ITALIA DI DOMANI



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione
e del Merito



Italiadomani
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA



COMUNE DI BARAGIANO

Provincia di Potenza

P.N.R.R. : Missione 4 Istruzione e Ricerca, Componente 1 Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università Investimento 1.1: "Piano per asili nido e scuole dell'infanzia e servizi di educazione e cura per la prima infanzia".



LAVORI DI REALIZZAZIONE DI UN ASILO NIDO NELL'AREA DEL PLESSO SCOLASTICO DI VIA LIMITI-BARAGIANO (PZ)

C.U.P.: E45E22000190006

PROGETTO ESECUTIVO

NUMERO

ELABORATO

S_05

RELAZIONE DI SINTESI

Progettisti:

Direzione Lavori

- ARCHITETTONICO: U.T.C Comune di Baragiano Geom. A. Galizia

- STRUTTURALE: Ing. L. D'Arisi

- IMPIANTI: Ecopan Engineering s.r.l. -Ing. V.Oliveto

- ARCHITETTONICO: Ecopan Engineering s.r.l. -Ing. V.Oliveto

- STRUTTURALE: Ing. L. D'Arisi

- IMPIANTI: Ecopan Engineering s.r.l. -Ing. V.Oliveto

- RUP: Ing. R. Laguardia

COMMITTENTE

DATA

Maggio 2023

Comune di Baragiano (PZ)

NOME FILE

SCALA

1:50

EMISSIONE

1.0

CONTROLLO

V.O.

APPROVAZIONE

R.L



DOCUMENTO DI SINTESI

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO E SCELTE PROGETTUALI

Il progetto si riferisce alla realizzazione di due strutture una per ospitare l'asilo nido, l'altra da utilizzare come locale tecnico a servizio dell'asilo.

La prima struttura, visto la sua importanza e le caratteristiche meccaniche dei terreni, avrà fondazioni profonde costituite da pali trivellati e plinti collegati da travi. In elevazione sarà costituita da telai tridimensionali composte da travi e pilastri in c.a.

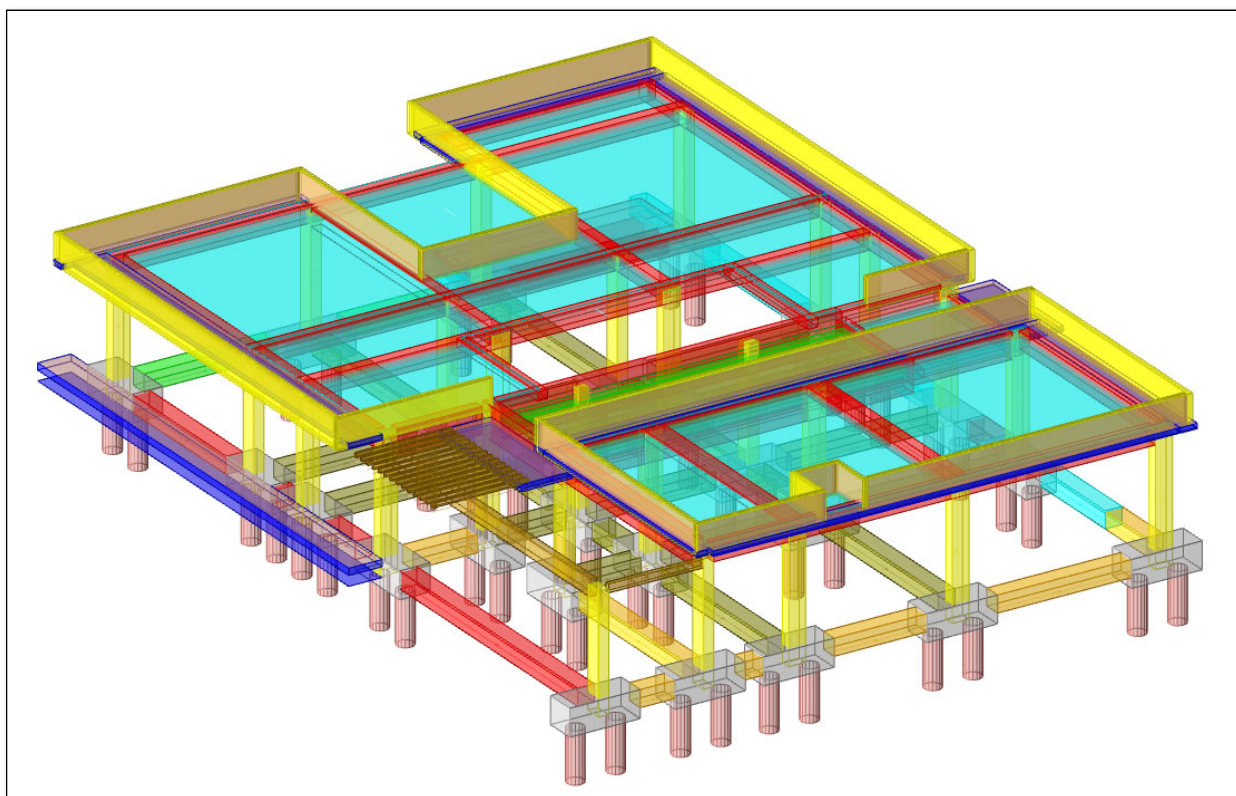


Figura 1 - Modellazione strutturale asilo nido

Per quanto riguarda il locale tecnico, avrà una fondazione costituita da una piastra e in elevazione sarà realizzata mediante travi e pilastri

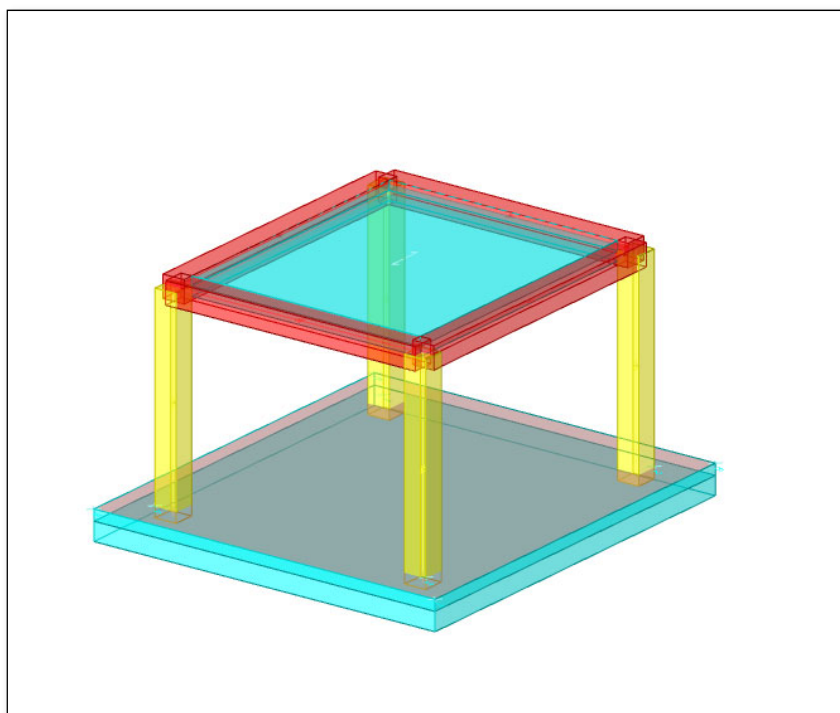


Figura 2 - Modellazione strutturale locale tecnico

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17-01-18

Norme Tecniche per le Costruzioni

Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

3. SISTEMA DI CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA

Per le due strutture i maggiori carichi sono dovuti ai pesi propri e ai permanenti portati. In copertura si è considerato il carico neve mentre si è trascurato l'azione del vento.

Pesi propri

Il carico è assegnato automaticamente dal programma una volta definite le caratteristiche geometriche delle sezioni e il peso specifico del materiale posto pari a $\gamma_{cls}=2500 \text{ daN/m}^3$

Permanenti portati

Tamponatura

Sono previsti vari tipi di muri i cui pesi sono stati di seguito ricavati:

MURO M6				
DESCRIZIONE STRATO	M.V. [daN/cm³]	SPESSORE [cm]	ALTEZZA [cm]	PESO [daN/cm]
Intonaco calce idrata	0,0016	1,5	310	0,744
Climaplust 325	0,000325	30,0	310	3,023
Intonaco di calce e sabbia	0,0016	1,5	310	0,744
RedArt Collante	0,0016	1,0	310	0,496
Smartwall SC1	0,0001	4,0	310	0,124

Webertherm	0,0014	1,0	310	0,434
Intonaco plastico per cappotto	0,0013	1,0	310	0,403
TOTALE		40,0		5,97

MURO M7				
DESCRIZIONE STRATO	M.V. [daN/cm³]	SPESSORE [cm]	ALTEZZA [cm]	PESO [daN/cm]
Intonaco calce idrata	0,0016	1,5	310	0,744
Climaplust 325	0,000325	30,0	310	3,023
Intonaco di calce e sabbia	0,0016	1,5	310	0,744
RedArt Collante	0,0016	1,0	310	0,496
Smartwall SC1	0,0001	4,0	310	0,124
Adesivo rasante	0,0014	1,0	310	0,434
Intonaco plastico per cappotto	0,0013	1,0	310	0,403
Intercapedine		4,0	310	
Pannello in tavole a fibre orientate	0,00065	2,5	310	0,504
TOTALE		46,5		6,47

MURO M9				
DESCRIZIONE STRATO	M.V. [daN/cm³]	SPESSORE [cm]	ALTEZZA [cm]	PESO [daN/cm]
Intonaco calce idrata	0,0016	1,5	310	0,744
Climaplust 325	0,000325	24,0	310	2,418
Malta di calce o di cemento	0,0018	1,0	310	0,558
Smartwall SC1	0,0001	6,0	310	0,186
Intonaco plastico per cappotto	0,0013	1,0	310	0,403
TOTALE		33,5		4,31

MURO M10				
DESCRIZIONE STRATO	M.V. [daN/cm³]	SPESSORE [cm]	ALTEZZA [cm]	PESO [daN/cm]
Intonaco calce idrata	0,0016	1,5	280	0,672
Climaplust 325	0,000325	30,0	280	2,730
Malta di calce o di cemento	0,0018	1,0	280	0,504
Intercapedine		4,0	280	
Pannello in tavole a fibre orientate	0,00065	2,5	280	0,455
TOTALE		39,0		4,36

Solaio

Per il solaio di copertura abbiamo

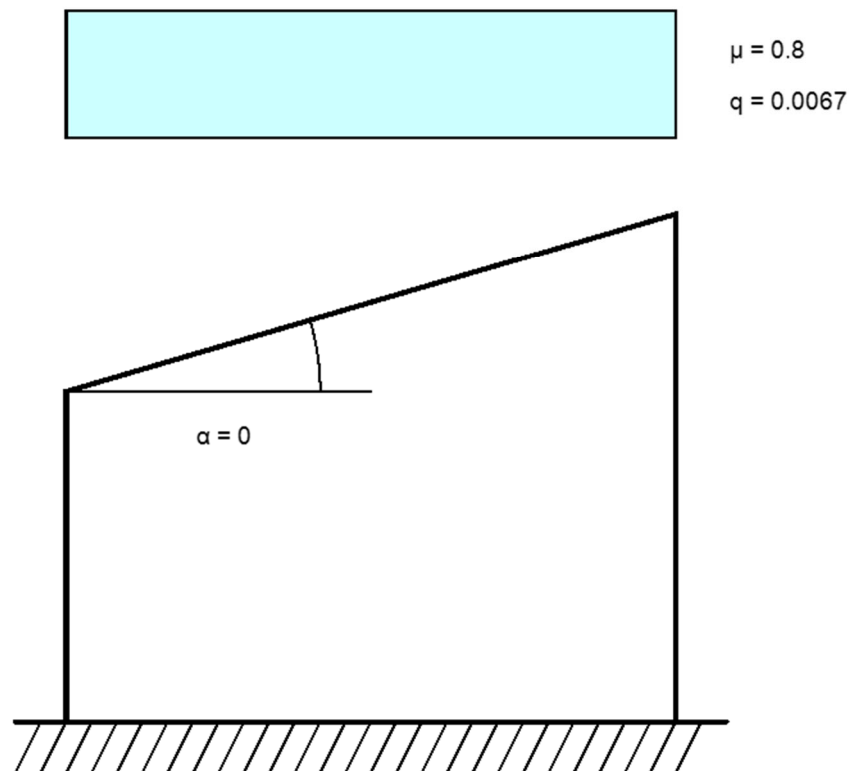
COPERTURA			
DESCRIZIONE STRATO	M.V. [daN/cm ³]	SPESSORE [cm]	PESO [daN/cm ²]
Piastrelle in ceramica	0,0023	1,2	0,003
LecaCem Mini	0,0006	6,0	0,004
Membrana bituminoso (per THERMO 2G)	0,0012	0,8	0,001
Poliuretano espanso	0,00003	6,0	0,000
Barriera al vapore in fogli di PVC	0,00139	0,4	0,001
Intonaco isolante di gesso	0,0006	1,5	0,001
Fotovoltaico			0,001
TOTALE		15,9	0,01

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	0.0083	[daN/cm ²]

Poiché la copertura è in piano abbiamo il seguente schema:

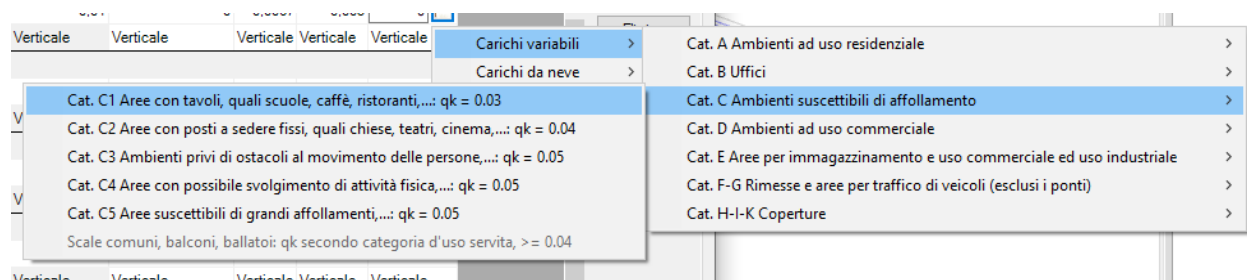
α	0	[deg]
μ	0.8	
q	0.0067	[daN/cm ²]



3.1 – DESTINAZIONE D'USO E CARICHI PREVISTI

Per i carichi variabili si è considerato la Categoria C “Ambiente suscettibili di affollamento” , sottocategoria C1 “Aree con tavoli, quali scuole” Avente valore pari a

$$Q_k = 0,03 \text{ daN/cm}^2$$



3.2 – AZIONI SISMICHE (D.M. 17 gennaio 2018 cap. 3.2 - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. cap. C3.2)

Asilo Nido

- Vita Nominale di progetto: 50
- Classe d'Uso: III
- Periodo di Riferimento: 75
- Posizione geografica: Latitudine ED50 40,6965° (40° 41' 48"); Longitudine ED50 15,5775° (15° 34' 39");
- Categoria di Suolo: C

- Condizioni/Categorie Topografiche: T1
- Spettro di progetto

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,1444)	Default (2,927)	Default (0,297)
SLD	Default (63)	75	Default (0,1683)	Default (2,911)	Default (0,324)
SLV	Default (10)	712	0,368	2,889	Default (0,386)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,4675)	Default (2,943)	Default (0,411)

- Fattore di Comportamento

☒ Edificio C.A.

Tipologia C.A. Strutture a telaio $q_0=3.0 \cdot \alpha/\alpha_1$

α/α_1 C.A. Strutture a telaio di un piano $\alpha/\alpha_1=(1.0+1.1)/2$

Kw 0.5

- Classe di Duttività CD"B"
- Regolarità strutturale in pianta ed in altezza (D.M. 17 gennaio 2018 cap. 7.2.1 - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. cap. C7.2.1)>>: Non regolare in pianta e non regolare in altezza

3.3 – AZIONI DEL VENTO (D.M. 17 gennaio 2018 cap. 3.3 - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. cap. C3.3)

Si trascura l'azione del vento

3.4 – AZIONI DELLA NEVE (D.M. 17 gennaio 2018 cap. 3.4 - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. cap. C3.4)

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	0.0083	[daN/cm ²]
α	0	[deg]
μ	0.8	
q	0.0067	[daN/cm ²]

3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA (D.M. 17 gennaio 2018 cap. 3.5 - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. cap. C3.5)

3.6 AZIONI SPINGENTI DEL TERRENO

3.7 AZIONI ECCEZIONALI (D.M. 17 gennaio 2018 cap. 3.6 - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. cap. C3.6)

1. INCENDIO
2. ESPLOSIONI
3. URTI
4. ALTRE AZIONI DEFINITE CON RIFERIMENTO ALLA DESTINAZIONE D'USO

3.8 – COMBINAZIONI DELLE AZIONI, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti.

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Neve	Copertura	Variabile H 2	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	0.75	0	1.5	0
5	SLU 5	1	0.8	0.75	1.5	0	0
6	SLU 6	1	0.8	1.5	0	0	0
7	SLU 7	1	1.5	0	0	0	0
8	SLU 8	1	1.5	0	0	1.5	0
9	SLU 9	1	1.5	0	1.5	0	0
10	SLU 10	1	1.5	0.75	0	1.5	0
11	SLU 11	1	1.5	0.75	1.5	0	0
12	SLU 12	1	1.5	1.5	0	0	0
13	SLU 13	1.3	0.8	0	0	0	0
14	SLU 14	1.3	0.8	0	0	1.5	0
15	SLU 15	1.3	0.8	0	1.5	0	0
16	SLU 16	1.3	0.8	0.75	0	1.5	0
17	SLU 17	1.3	0.8	0.75	1.5	0	0
18	SLU 18	1.3	0.8	1.5	0	0	0
19	SLU 19	1.3	1.5	0	0	0	0
20	SLU 20	1.3	1.5	0	0	1.5	0
21	SLU 21	1.3	1.5	0	1.5	0	0
22	SLU 22	1.3	1.5	0.75	0	1.5	0
23	SLU 23	1.3	1.5	0.75	1.5	0	0
24	SLU 24	1.3	1.5	1.5	0	0	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Neve	Copertura	Variabile H 2	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	0.5	0	1	0
5	SLE RA 5	1	1	0.5	1	0	0
6	SLE RA 6	1	1	1	0	0	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Neve	Copertura	Variabile H 2	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0.2	0	0	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

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

Famiglia SLU eccezionale

Il nome compatto della famiglia è SLU EX.

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

Nome	Nome breve	Y SLO	Z SLO	EySx SLO	ExSy 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.	Neve	Copertura	Variabile H 2	ΔT	X SLD
1	SLD 1	1	1	0	0	0	0	-1
2	SLD 2	1	1	0	0	0	0	-1
3	SLD 3	1	1	0	0	0	0	-1
4	SLD 4	1	1	0	0	0	0	-1
5	SLD 5	1	1	0	0	0	0	-0.3
6	SLD 6	1	1	0	0	0	0	-0.3
7	SLD 7	1	1	0	0	0	0	-0.3
8	SLD 8	1	1	0	0	0	0	-0.3

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Neve	Copertura	Variabile H 2	ΔT	X SLD
9	SLD 9	1	1	0	0	0	0	0.3
10	SLD 10	1	1	0	0	0	0	0.3
11	SLD 11	1	1	0	0	0	0	0.3
12	SLD 12	1	1	0	0	0	0	0.3
13	SLD 13	1	1	0	0	0	0	1
14	SLD 14	1	1	0	0	0	0	1
15	SLD 15	1	1	0	0	0	0	1
16	SLD 16	1	1	0	0	0	0	1

Nome	Nome breve	Y SLD	Z SLD	EySx SLD	ExSy 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.	Neve	Copertura	Variabile H 2	ΔT	SLV X
1	SLV 1	1	1	0	0	0	0	-1
2	SLV 2	1	1	0	0	0	0	-1
3	SLV 3	1	1	0	0	0	0	-1
4	SLV 4	1	1	0	0	0	0	-1
5	SLV 5	1	1	0	0	0	0	-0.3
6	SLV 6	1	1	0	0	0	0	-0.3
7	SLV 7	1	1	0	0	0	0	-0.3
8	SLV 8	1	1	0	0	0	0	-0.3
9	SLV 9	1	1	0	0	0	0	0.3
10	SLV 10	1	1	0	0	0	0	0.3
11	SLV 11	1	1	0	0	0	0	0.3
12	SLV 12	1	1	0	0	0	0	0.3
13	SLV 13	1	1	0	0	0	0	1
14	SLV 14	1	1	0	0	0	0	1
15	SLV 15	1	1	0	0	0	0	1
16	SLV 16	1	1	0	0	0	0	1

Nome	Nome breve	SLV Y	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr sLV X	Tr sLV Y	Tr sLV Z
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

Nome	Nome breve	SLV Y	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr sLV X	Tr sLV Y	Tr sLV Z
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.	Neve	Copertura	Variabile H 2	ΔT	SLV X
1	SLV FO 1	1	1	0	0	0	0	-1.1
2	SLV FO 2	1	1	0	0	0	0	-1.1
3	SLV FO 3	1	1	0	0	0	0	-1.1
4	SLV FO 4	1	1	0	0	0	0	-1.1
5	SLV FO 5	1	1	0	0	0	0	-0.33
6	SLV FO 6	1	1	0	0	0	0	-0.33
7	SLV FO 7	1	1	0	0	0	0	-0.33
8	SLV FO 8	1	1	0	0	0	0	-0.33
9	SLV FO 9	1	1	0	0	0	0	0.33
10	SLV FO 10	1	1	0	0	0	0	0.33
11	SLV FO 11	1	1	0	0	0	0	0.33
12	SLV FO 12	1	1	0	0	0	0	0.33
13	SLV FO 13	1	1	0	0	0	0	1.1
14	SLV FO 14	1	1	0	0	0	0	1.1
15	SLV FO 15	1	1	0	0	0	0	1.1
16	SLV FO 16	1	1	0	0	0	0	1.1

Nome	Nome breve	SLV Y	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr sLV X	Tr sLV Y	Tr sLV Z
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

4. MATERIALI

Calcestruzzo

STRUTTURA	CLASSE DI ESPOSIZIONE	AMBIENTE	MIN. VOL. ARIA [%]	MAX a/c	R _{ck} min	DOSAGGIO MINIMO CEMENTO [kg/m³]	SPESSORE COPRIFERRO [mm]
Tutte le strutture in c.a.	XC2	Fondazioni e strutture interrate – Strutture idrauliche	-	0,60	C28/35	300	30

CLASSE DI RESISTENZA	C28/35 [MPa]
R _{ck} (resistenza cubica a compressione)	35,0
f _{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione)	28,0
f _{ctk} (resistenza caratteristica cilindrica a trazione)	1,94
Modulo elastico	325881
f _{cd} (resistenza di calcolo cilindrica a compressione)	15,87
f _{ctd} (resistenza di calcolo cilindrica a trazione)	1,29

Acciaio

B450C aventi i seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura: $f_{y\text{nom}}=450$ MPa, $f_{t\text{nom}}=540$ MPa

Acciaio da carpenteria

STRUTTURA	Tipo Acciaio	Tipo	Tipo Bulloni
Collegamenti	S235	FE360	8.8

CLASSE DI RESISTENZA	S 235 [MPa]
f _u (resistenza a rottura)	360
f _y (resistenza di snervamento) con spessore t ≤ 40 mm	235
f _y (resistenza di snervamento) con spessore 40 < t ≤ 100 mm	215
Modulo elastico	210.000

Legno

Descr.	E	G	Pois.	Gam.	Lavorazione	σ _{m,amm}	St,0,a	St,90,a	Sc,0,a	Sc,90,a	Tau,a	f _{m,k}	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E0,05	G0,05	Essenza
GL 24h EN 14080	1.2E4	650	0.25	4.2E-4	Lamellare	18,5	14,8	0,4	18,5	1,9	2,7	24,0	19,2	0,5	24,0	2,5	3,5	9.6E3	5400	Conifere

Gam.: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Lavorazione: tipo di lavorazione.

σ_{m,amm}: tensione ammissibile per flessione. [MPa]

St,0,a: tensione ammissibile per trazione parallela alle fibre. [MPa]

St,90,a: tensione ammissibile per trazione ortogonale alle fibre. [MPa]

Sc,0,a: tensione ammissibile per compressione parallela alle fibre. [MPa]
Sc,90,a: tensione ammissibile per compressione ortogonale alle fibre. [MPa]
Tau,a: τ ammissibile. [MPa]
fm,k: resistenza caratteristica per flessione. [MPa]
ft,0,k: resistenza caratteristica per trazione parallela alle fibre. [MPa]
ft,90,k: resistenza caratteristica per trazione ortogonale alle fibre. [MPa]
fc,0,k: resistenza caratteristica per compressione parallela alle fibre. [MPa]
fc,90,k: resistenza caratteristica per compressione ortogonale alle fibre. [MPa]
fv,k: resistenza caratteristica a taglio. [MPa]
E0,05: modulo di elasticità parallelo alla fibratura 5-percentile. [MPa]
G0,05: modulo di elasticità tangenziale alla fibratura 5-percentile. [MPa]
Essenza: essenza, specie, di legno.

5. MODELLAZIONE STRUTTURALE, METODO E ALGORITMO DI CALCOLO ADOTTATI

<< - Metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni;

- metodi di analisi: **dinamico lineare**;

- descrizione e schemi grafici del modello di calcolo:

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

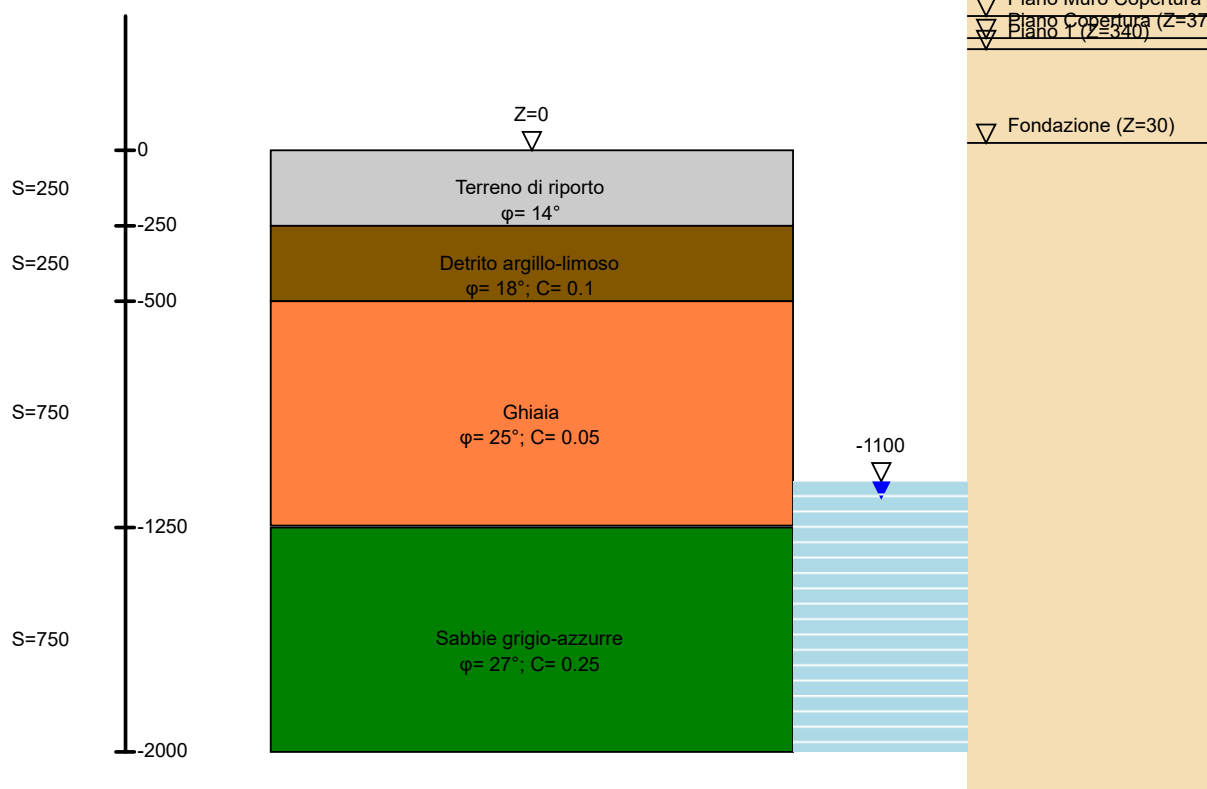
automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere 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.

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, al D.M. 17-01-18 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, al D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

6. INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA

I valori sono espressi in cm



Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno ϕ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	ν	Qualità roccia RQD (0;1)
Terreno di riporto	Generico	0	0	14	10	1	0.76	2.0E-3	2.2E-3	900	0.3	0
Detrito argillo-limoso	Generico	0.1	0	18	12	1	0.69	1.9E-3	1.9E-3	30	0.4	0
Ghiaia	Generico	0.05	0	25	17	1	0.58	1.9E-3	1.9E-3	70	0.3	0
Sabbie grigio-azzurre	Granulare incoerente (Sabbie)	0.25	0	27	18	1	0.55	0.002	0.002	60	0.15	0
Pietrisco	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	38	25	1	0.38	2.0E-3	2.2E-3	900	0.3	0

Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica: contiene la descrizione del modello di calcolo adottato per il suolo, con i relativi parametri di modellazione; sono indicati anche gli eventuali metodi adottati per ricavare i parametri di modellazione ed i metodi e le condizioni con cui sono condotte le verifiche geotecniche.

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 (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$|E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

- N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;
- T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;
- $\tan(\varphi)$ = coefficiente di attrito terreno-fondazione;
- c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;
- B, L = dimensioni della fondazione;
- α = fattore di riduzione della spinta passiva;
- S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;
- γ_{rs} = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS=R_d/E_d$ 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 (R_d) con la sollecitazione di progetto (E_d); 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 (R_d) ed il carico agente (E_d), 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 Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{\text{lim}} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma'	= peso di volume efficace dello strato di fondazione;
B	= larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
L	= lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
c	= coesione dello strato di fondazione;
c _u	= coesione non drenata dello strato di fondazione;
q	= sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
N _c , N _q , N _γ	= fattori di capacità portante;
s _c , s _q , s _γ	= fattori di forma della fondazione;
d _c , d _q , d _γ	= fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
i _c , i _q , i _γ	= fattori di inclinazione del carico;
b _c , b _q , b _γ	= fattori di inclinazione della base della fondazione;
g _c , g _q , g _γ	= fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$ con $N_\gamma = -2 \cdot \tan \beta$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi; \quad N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \tan \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \tan \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

β = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\beta = 0$ se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;
H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

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**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35} ; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h ; \quad e_\gamma = e_q$$

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

$p_o = k_0 \cdot p_v$, 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 rigidezza ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica ϵ_{sv} raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza 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).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \tan\phi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon \cdot I_r}$$

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 $\phi=0$) 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:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

7. RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI DEI CALCOLI STATICI E DETERMINAZIONE DELLO STATO DEFORMATIVO E TENSIONALE

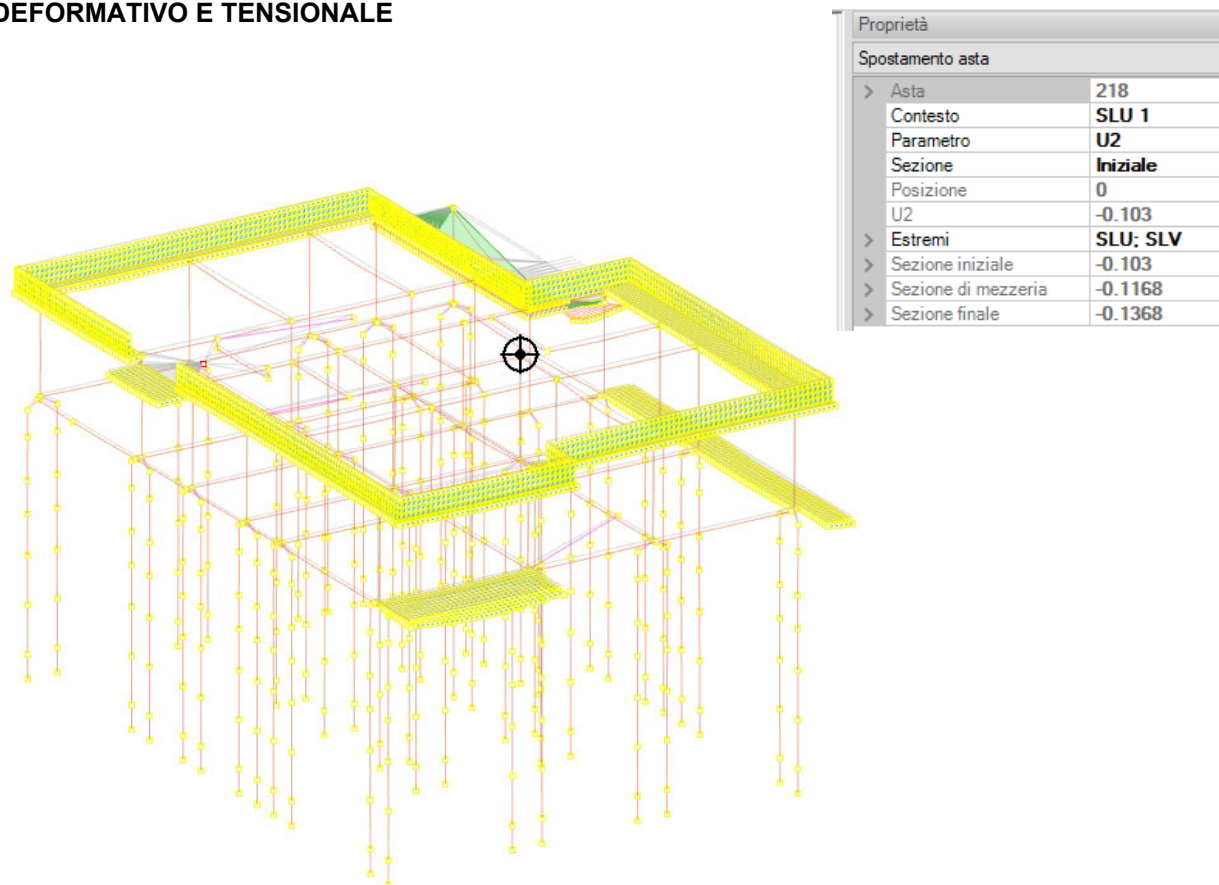
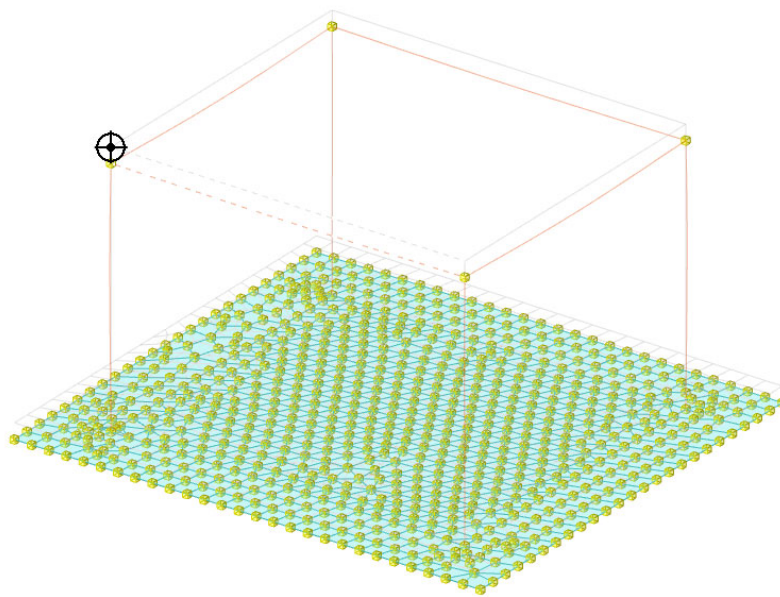
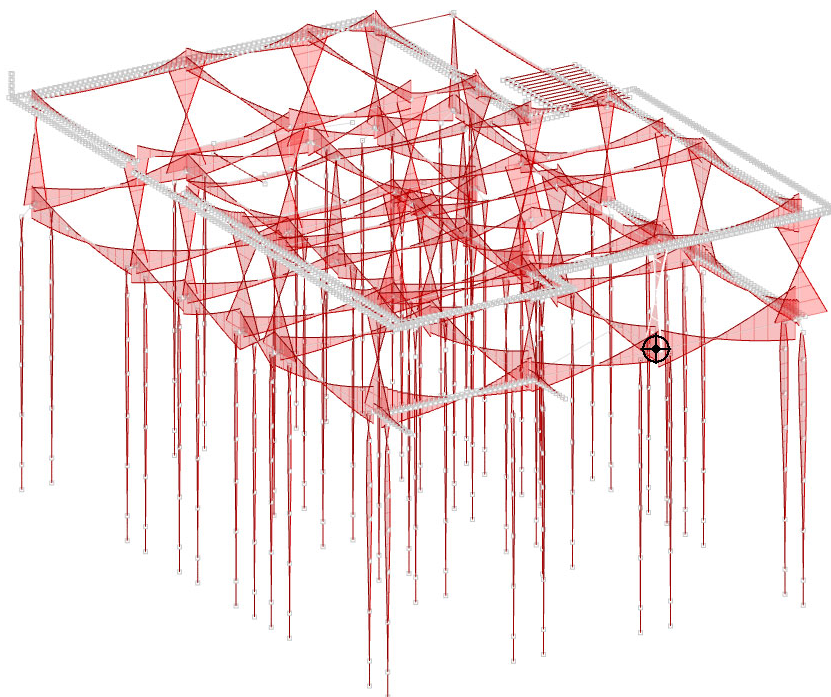


Figura 3 - Spostamenti in SLU asilo nido



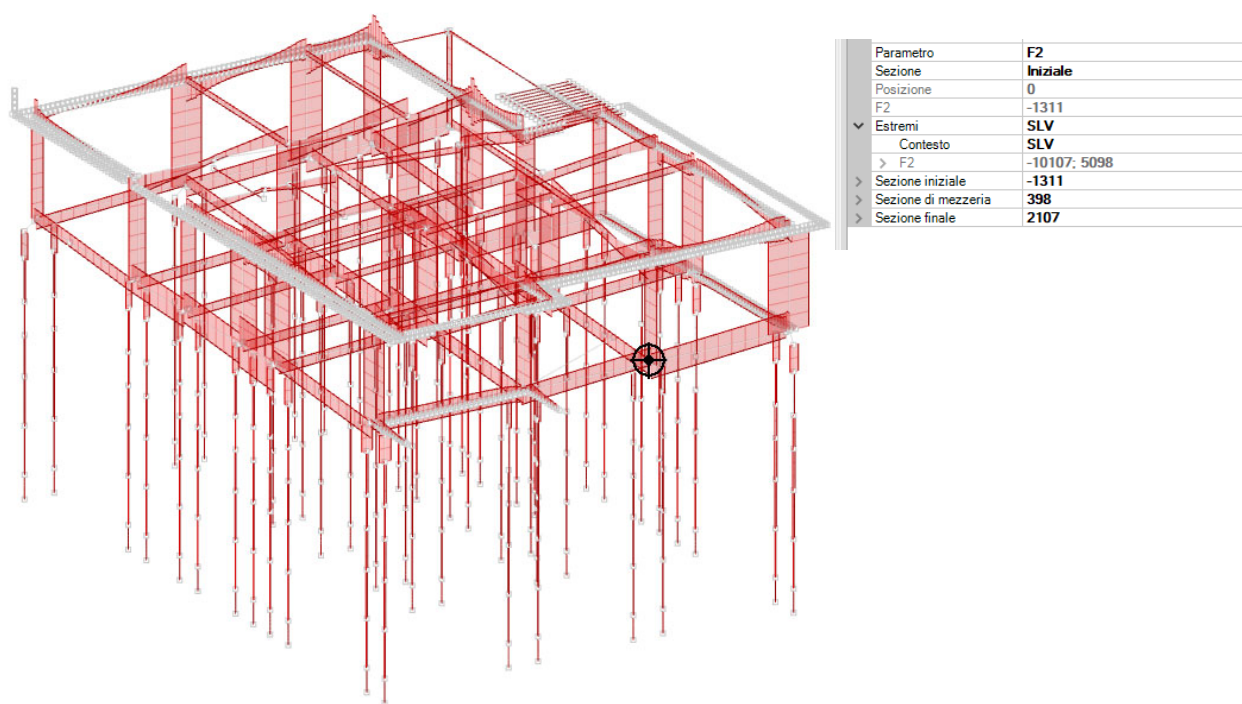
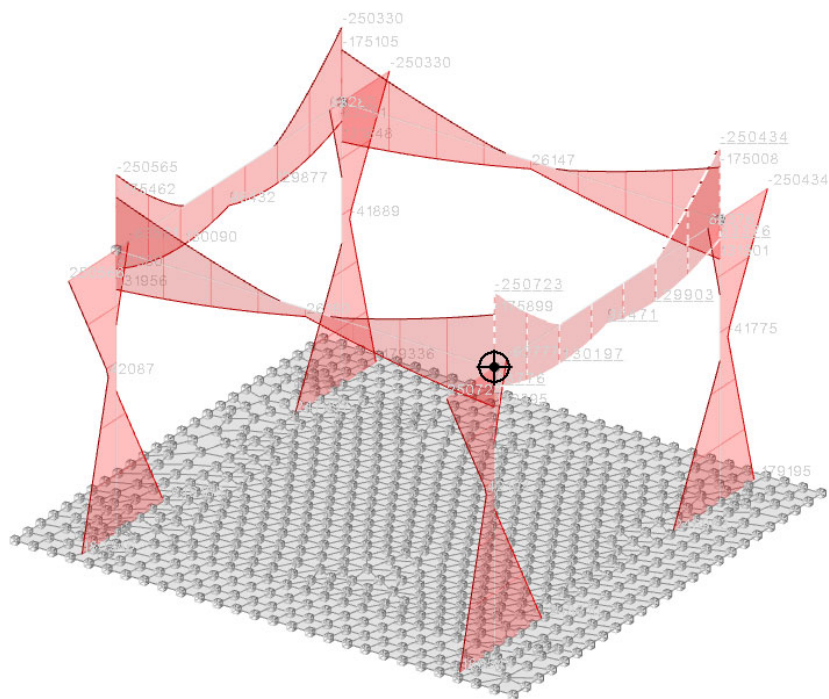
Spostamento asta	
> Asta	3
Contesto	SLU 1
Parametro	U2
Sezione	Iniziale
Posizione	0
U2	-0.1904
> Estremi	SLV
Contesto	SLV
> U2	-0.2647; -0.1496
> Sezione iniziale	-0.1904
U2	-0.1904
> Estremi	SLV
> Sezione di mezzeria	-0.2075
U2	-0.2075
> Estremi	SLV
> Sezione finale	-0.1905
U2	-0.1905
> Estremi	SLV
Contesto	SLV
> U2	-0.2647; -0.1497
> Minimo	-0.2647; SLV 5
Valore	-0.2647
Contesto	SLV 5
> Massimo	-0.1497; SLV 11
Valore	-0.1497
Contesto	SLV 11

Figura 4 - Spostamenti in SLU asilo nido



> Estremi	SLV
Contesto	SLV
> M3	-1660673; 989539
> Minimo	-1660673; SLV 10
Valore	-1660673
Contesto	SLV 10
> Massimo	989539; SLV 7
Valore	989539
Contesto	SLV 7
> Sezione iniziale	-211928
> Sezione di mezzeria	97896
> Sezione finale	407721

Figura 5 - Inviluppo momenti M3 asilo nido



8. COEFFICIENTI DI SICUREZZA DELLA STRUTTURA RISPETTO A QUELLI PRESCRITTI DALLE NORME VIGENTI

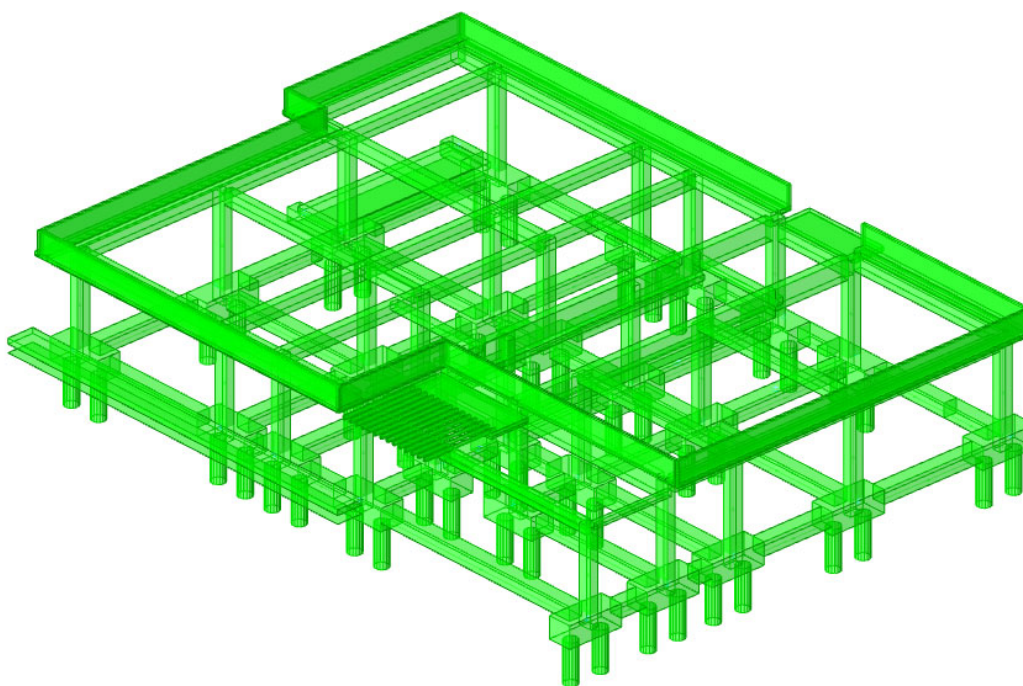


Figura 8 - Verifiche elementi struttura asilo nido

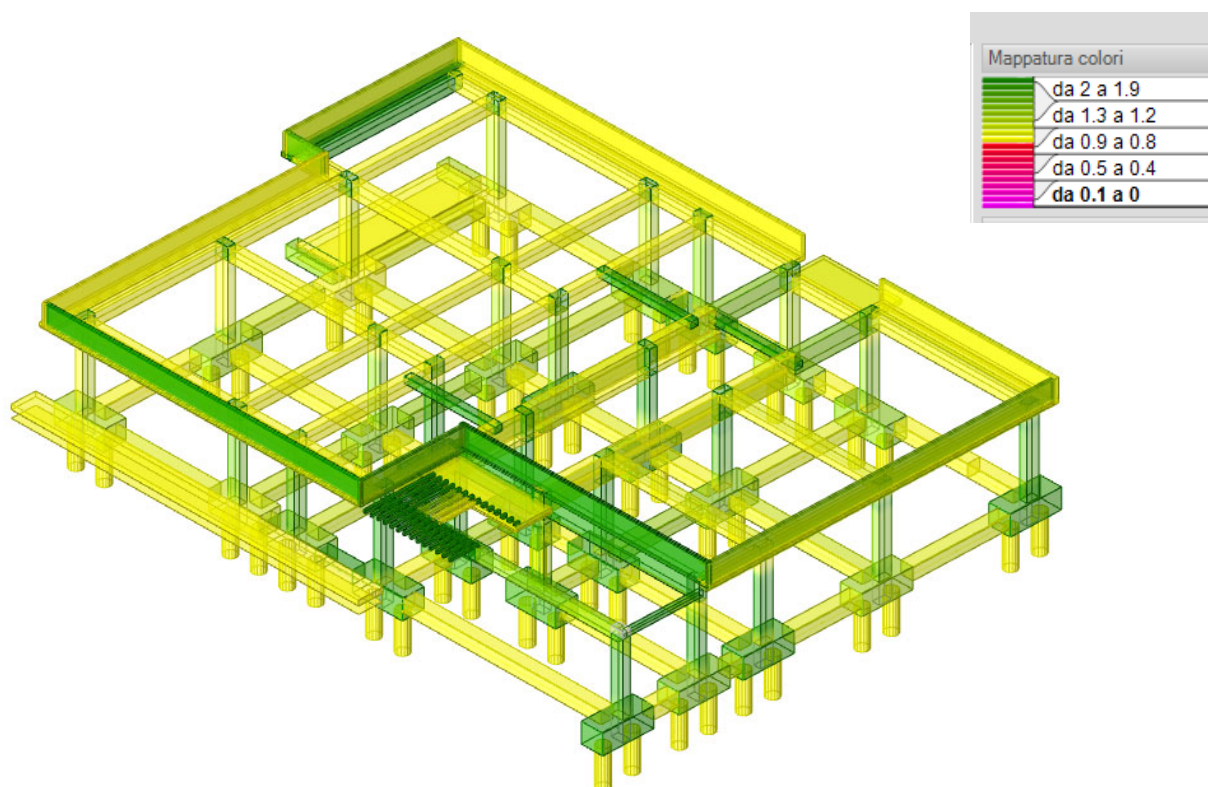


Figura 9 - Valori verifiche struttura asilo nido

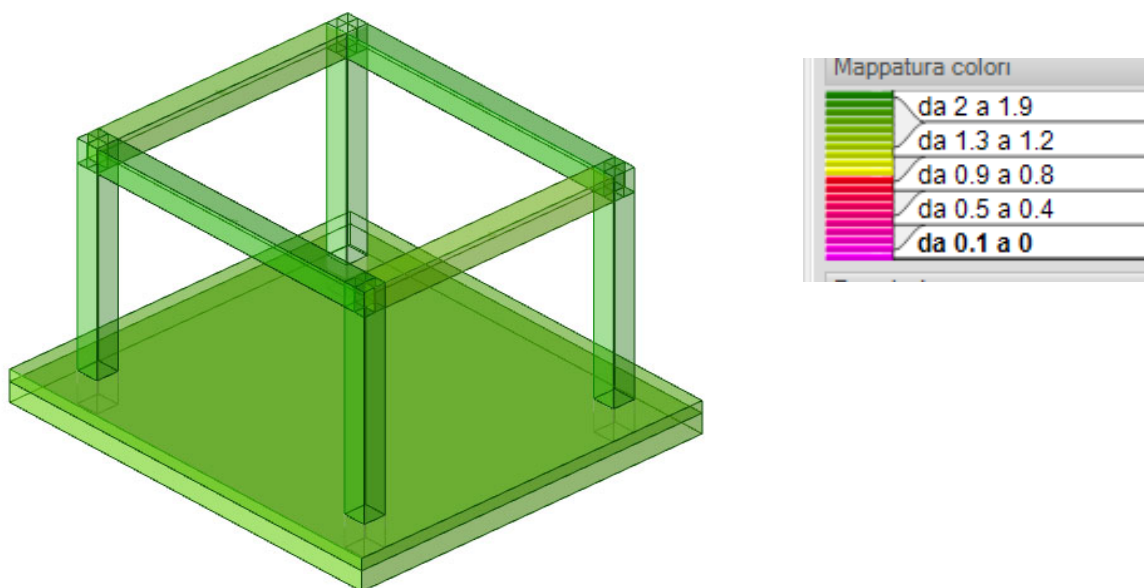


Figura 10 - Valori verifiche struttura locale tecnico

9. CARATTERISTICHE DI STABILITÀ DELL'AREA INTERESSATA DALL'OPERA, CON PARTICOLARE RIGUARDO ALLA PRESENZA DEI PENDII

<< Luogo >> _____, li << Data >> _____

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

