

comune di  
**PRATO**

Codice Fiscale: 84006890481

Progetto:

**Ampliamento Scuola Elementare "I Ciliani", Via Taro**

Titolo:

**Elaborato M - Relazione di calcolo Opere Strutturali**

Fase: **PROGETTO ESECUTIVO**

Assessore ai lavori pubblici	<b>Roberto Caverni</b>
Servizio Lavori Pubblici, Energia, Grandi Opere e Protezione Civile	<b>Edilizia Pubblica</b>
Dirigente del Servizio	<b>Ing. Lorenzo Frasconi</b>
Responsabile Unico del Procedimento	<b>Arch. Luca Piantini</b>

### **Progettisti**

Progettisti opere architettoniche

**Arch. Francesco Procopio**  
**Arch. Diletta Moscardi**

Tecnico collaboratore

**Geom. Dario Eleni**

Progettista opere strutturali

**Ing. Paolo Spinelli**

Progettista impianti meccanici

**Ing. Marcello Paganelli - Intec**

Progettista impianto elettrico

**Ing. Giovanni Piero Hyeraci**

Coordinatore sicurezza in fase di progettazione

**Arch. Giampiero Delfine**

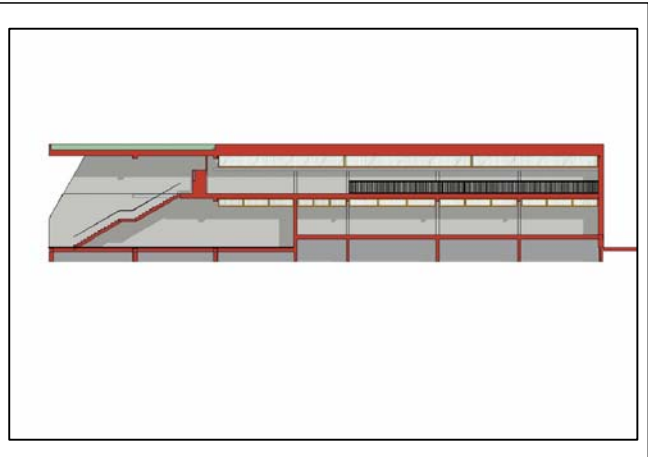


Tavola: **Elaborato M**

Scala:

Spazio riservato agli uffici:

---

## 4 Carichi

### 4.1 Carichi verticali

Il carico verticale sulle strutture viene determinato sulla base della seguente analisi dei carichi, redatta secondo quanto previsto Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008.

#### 4.1.1 Pesi propri e portati

I carichi permanenti sono calcolati in base ai pesi propri [  $\gamma_{c.a.}=25\text{kN/m}^3$  e  $\gamma_{acciaio}=78.5\text{kN/m}^3$ ] dei vari elementi strutturali e degli elementi non strutturali che gravano sulla struttura.

<b>Solaio piano terra</b>	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	2.50 kN/mq
TOT.	6.50 kN/mq

<b>Solaio piano primo</b>	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	2.50 kN/mq
TOT.	6.50 kN/mq

<b>Solaio piano copertura</b>	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.50 kN/mq
TOT.	5.50 kN/mq

#### 4.1.2 Carichi Variabili

Si considera un sovraccarico variabile per le scuole pari a :

$$Q_{k\_scuole} = 3.50 \text{ kN/m}^2$$

Si considera un sovraccarico variabile di ispezione presente sulle coperture di tutti gli edifici pari a :

$$Q_{k\_ispezione} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

### 4.1.3 Carichi dovuti alla neve

I carichi dovuti alla neve vengono calcolati secondo quanto previsto dal D.M. Infrastrutture e dei Trasporti, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008.

Vengono di seguito riassunte le geometrie delle coperture con i relativi carichi.

Il carico della neve sulle coperture viene determinato per situazioni di progetto persistenti/transitorie come segue:

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

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ] per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_e$  è il coefficiente di esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

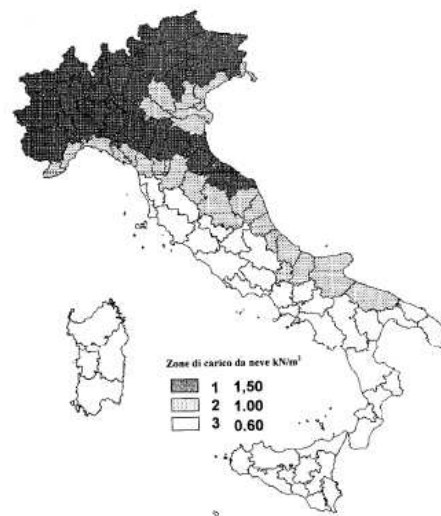
Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Trovandosi l'edificio a Prato, in Zona II:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/mq.}$$

Dato che il manufatto si trova in una zona riconducibile a "Topografia normale", aree nelle quali non vi è una rimozione significativa della neve esercitata dal vento a causa della sua interazione con il terreno con altre costruzioni o con alberi si assume  $C_e=1$ . Non disponendo di uno studio accurato circa le proprietà di isolamento termico del materiale impiegato si assume:  $C_t = 1.0$ .

Il coefficiente di forma della copertura è funzione della pendenza della falda :

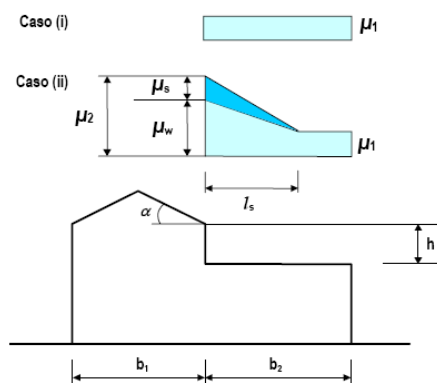


Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Essendo la copertura piana  $\mu_i = 0,8$ , perciò  $q_s = 0,8 \text{ kN/mq}$ .

Sulle coperture relative alle zone con solaio a quota +4.00m data la presenza di solai adiacenti a quota più alta viene assunto un carico neve dovuto all'accumulo pari a  $q_s = 3,44 \text{ kN/mq}$  per una lunghezza di circa 5m.

Essendo  $\mu_s = 0$  contributo dovuto allo scivolamento e  $\mu_w = 3,44$  contributo dovuto al vento.



Il carico dovuto all'accumulo neve è stato considerato solo dove non sono presenti gli impianti in quanto la loro presenza impedisce che si formino zone di accumulo. In queste zone è stato comunque considerato il carico della neve.

#### 4.1.4 Tabella riassuntiva carichi verticali

Nel seguente prospetto vengono riassunti tutti i carichi verticali assunti per il calcolo.

<b>Solaio piano terra</b>	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	2.50 kN/mq
Variabile	3.50 kN/mq
<b>Totale</b>	<b>10.00 kN/mq</b>

<b>Solaio piano primo</b>	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	2.50 kN/mq
Variabile	3.50 kN/mq
<b>Totale</b>	<b>10.00 kN/mq</b>

<b>Solaio piano copertura</b>	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.50 kN/mq
Variabile	1.00 kN/mq
<b>Totale</b>	<b>10.00 kN/mq</b>

## 4.2 Carichi orizzontali

### 4.2.1 Azioni sismiche

Il manufatto in oggetto è situato in zona sismica 2. Pertanto oltre ai carichi verticali elencati nel paragrafo precedente occorre considerare anche le azioni sismiche combinate ad esse nelle modalità espresse dalla normativa.

Le azioni sismiche vengono determinate attraverso un'analisi dinamica lineare.

Si considera che il manufatto abbia una vita nominale  $V_N > 50$  anni

La classe d'uso, essendo una struttura in cui ha sede un'industria, è la III ; il valore del moltiplicatore  $c_u$  vale 1.5

Dunque  $V_R = V_N \cdot c_u = 75$ anni

Da questo si ricava il tempo di ritorno  $T_R = -V_R / \ln(1-P)$  con  $P = \text{prob. di superamento}$

Non disponendo nella tabella fornita dalla normativa dei valori corrispondenti al  $T_R$  considerato si procede all'interpolazione usando l'equazione, ( $p$  è il parametro da aggiornare secondo il  $T_R$  desiderato):

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

La relazione geologica indica come categoria di sottosuolo la "C" in quanto  $V_{s30} = 300$ m/s e  $c_u = 220$ kPa.

**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

**Tabella 3.2.V – 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 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Trovandosi in zona pianeggiante si assume  $S_T=1$

I valori dello spettro elastico si desumono dalle seguenti formule:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Per ottenere i valori dello spettro di progetto  $S_d(T)$  si utilizza lo spettro elastico sostituendo  $\eta$  con  $1/q$  ove  $q$  è il fattore di struttura che tiene conto delle capacità dissipativa anelastica della struttura.

Per la struttura in esame devono essere valutati i seguenti stati limite:

- stati limite ultimi:
  - stato limite di salvaguardia SLV per strutture di fondazione
  - stato limite di salvaguardia SLV per strutture in elevazione
  
- stati limite di esercizio:
  - stato limite di operatività SLO
  - stato limite di danno SLD

Di seguito vengono riportate le fasi che partendo dalla pericolosità del sito arrivano alla determinazione delle azioni di progetto.

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 11.0919	LATITUDINE 43.8852
--	------------------------	-----------------------

<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Toscana	PROVINCIA Prato	COMUNE Prato
---	--------------------	--------------------	-----------------

**Elaborazioni grafiche**


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

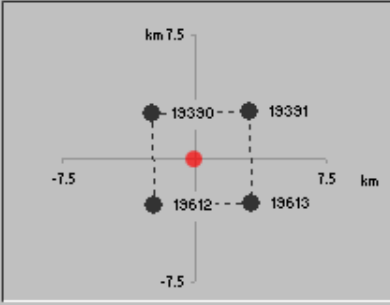
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "**Ricerca per comune**" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "**Ricerca per coordinate**".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTROFASE 1FASE 2FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO -  $P_{VR} = 81\%$    
 SLD -  $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV -  $P_{VR} = 10\%$    
 SLC -  $P_{VR} = 5\%$

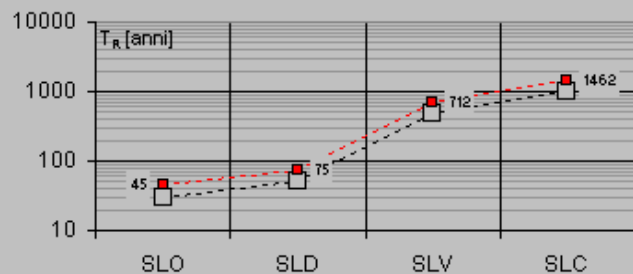
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

---

**Stato Limite**

Stato Limite considerato SLV info

---

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo C info       $S_B =$  1.463       $C_C =$  1.553 info

Categoria topografica T1 info       $h/H =$  0.000       $S_T =$  1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

---

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\gamma =$  1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  3.6      Regol. in altezza sì info

---

**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q$  1.5       $\gamma =$  0.667 info

---

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

**Spettri di risposta**

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

#### 4.2.2 Masse associate

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

$$G + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso del carico da neve si ha  $\psi_{2j}=0$  e nel caso del carico accidentale a favore di sicurezza è stato assunto  $\psi_{2j}=0,6$  e i valori dei carichi permanenti sono stati determinati come visto nei paragrafi precedenti. È stato quindi posizionato nel baricentro delle masse alla quota del solaio più alto un nodo speciale, al quale sono state assegnate le caratteristiche della massa.

---

### 4.3 Combinazioni di carico

Ai fini degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di carico, oggetto di verifica:

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

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \gamma_{Qi} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

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

$$G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

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

$$G_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_k + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

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

$$E + G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

In questo caso verranno considerati lo stato limite di danno (SLD), lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e lo stato limite di operatività (SLO).

dove:

$G_k$ : il valore caratteristico delle azioni permanenti

$Q_{k1}$ : il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

$Q_{ki}$ : i valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente

$\psi$ : coefficiente che tiene conto della durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti parziali da impiegare per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, nella presente relazione si adotta l'approccio progettuale "Approccio 2" nel quale è prevista un' unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali che geotecniche. In particolare si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e eventualmente per la resistenza globale del sistema (R). Le verifiche sono effettuate nei confronti lo stato limite di resistenza della struttura (STR) e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO)

Per la valutazione dei coefficienti si fa riferimento alle seguenti tabelle:

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

---

## 5 Modello di calcolo

### 5.1 Introduzione

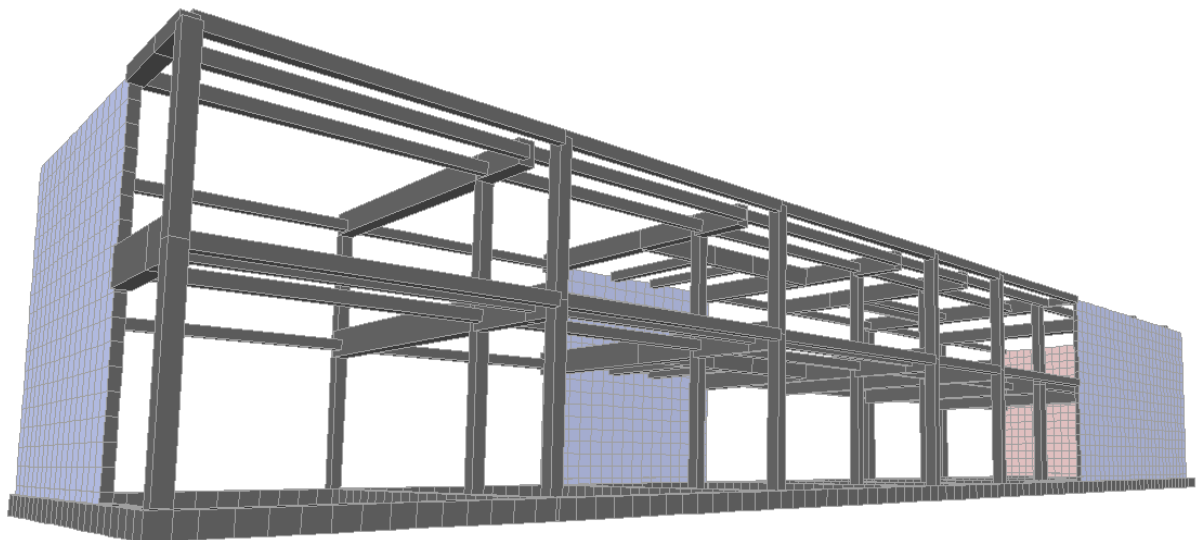
E' stato utilizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti al fine di valutare il comportamento strutturale della struttura e risolvere il problema della ripartizione dei carichi orizzontali e della determinazione delle sollecitazioni per carichi verticali e orizzontali sulla struttura. La modellazione della struttura in elevazione insieme alle travi di fondazione ha permesso di valutare il comportamento globale dell'edificio.

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo SAP2000 (SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

La geometria è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.

I setti in c.a. sono state modellate mediante elementi piani a quattro e/o a tre nodi con comportamento sia membranale che flessionale (elementi "shell" della libreria di elementi finiti di SAP2000). A tali elementi sono state assegnate le caratteristiche della platea di fondazione. Le travi di fondazione sono state modellate con elementi frames.

Seguono alcune immagini raffiguranti il modello agli elementi finiti.



---

## 5.2 Modellazione piani rigidi

La presenza dei solai di piano ha permesso di modellare i vari orizzontamenti come dei piani rigidi. È stata assunta, quindi, valida l'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel proprio piano inserendo il vincolo "DIAPHRAGM" a tutti i nodi appartenenti a ciascun piano

Determinate le coordinate del nodo master come baricentro delle masse, tutti gli altri nodi del piano si muovono secondo le formule della cinematica del corpo rigido; coerentemente con questa schematizzazione tutte le masse di piano devono essere attribuite al nodo master.

Il nodo master è assunto coincidente con il baricentro delle masse. La posizione del centro di massa ( $x_{NM}$ ;  $y_{NM}$ ) può essere determinata dal rapporto della somma di tutti i momenti statici fratto la somma di tutti i pesi:

$$x_{NM} = \frac{\sum_i P_i \cdot x_i}{\sum_i P_i} \qquad y_{NM} = \frac{\sum_i P_i \cdot y_i}{\sum_i P_i}$$

dove  $P_i$  è il peso dell'area  $i$ -esima e  $(x_i; y_i)$  le coordinate del centro di massa di tale area che ne è anche baricentro poiché la densità di massa è costante su ogni area. Infine la coordinata verticale del nodo master è assunta coincidente con la quota di impalcato.

### 5.3 Analisi modale

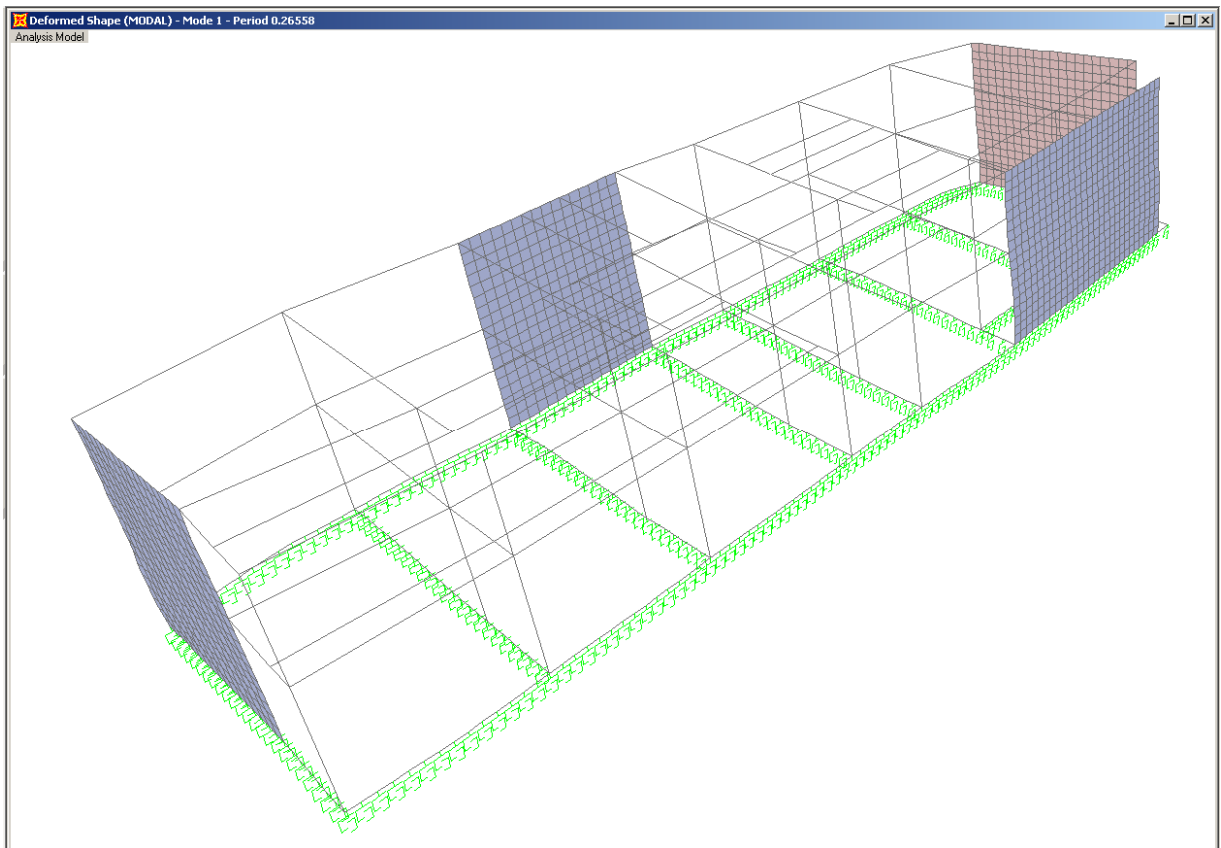
Il numero di modi di vibrare considerato è sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura, intesa come quella del peso proprio, dei sovraccarichi permanenti e variabili.

Massa coinvolta lungo x → 99,6 %

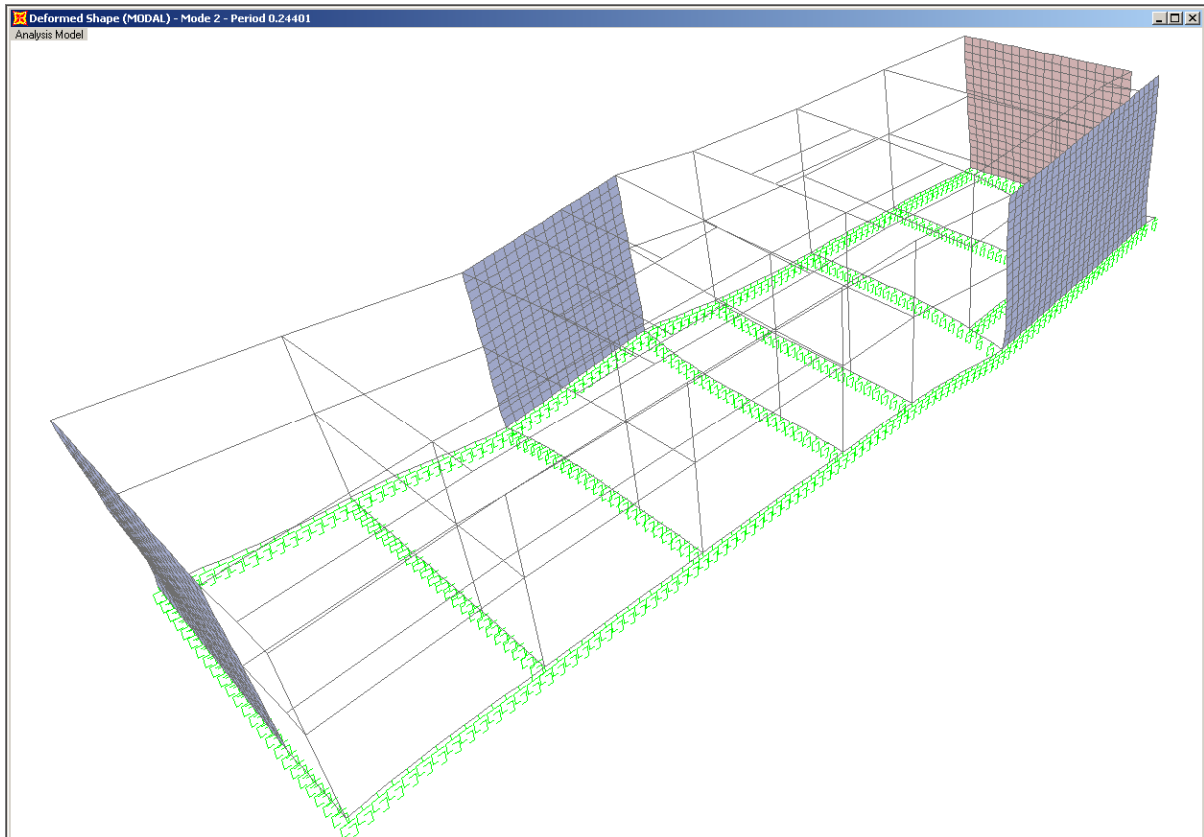
Massa coinvolta lungo y → 99,7 %

Vengono di seguito riportate le immagini della struttura eccitata dalle prime forme modali.

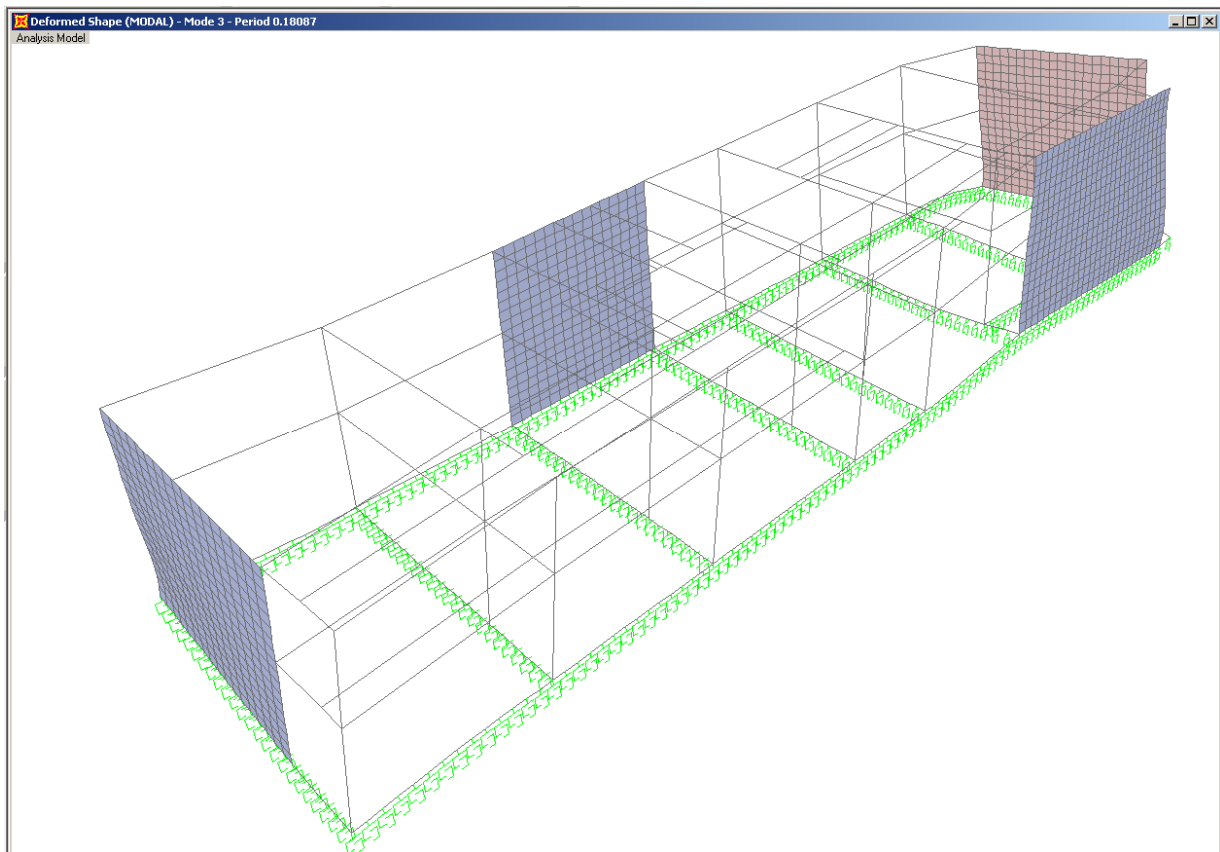
Prima forma modale:  $T=0,26558$  s



Seconda forma modale: T=0,24401 s



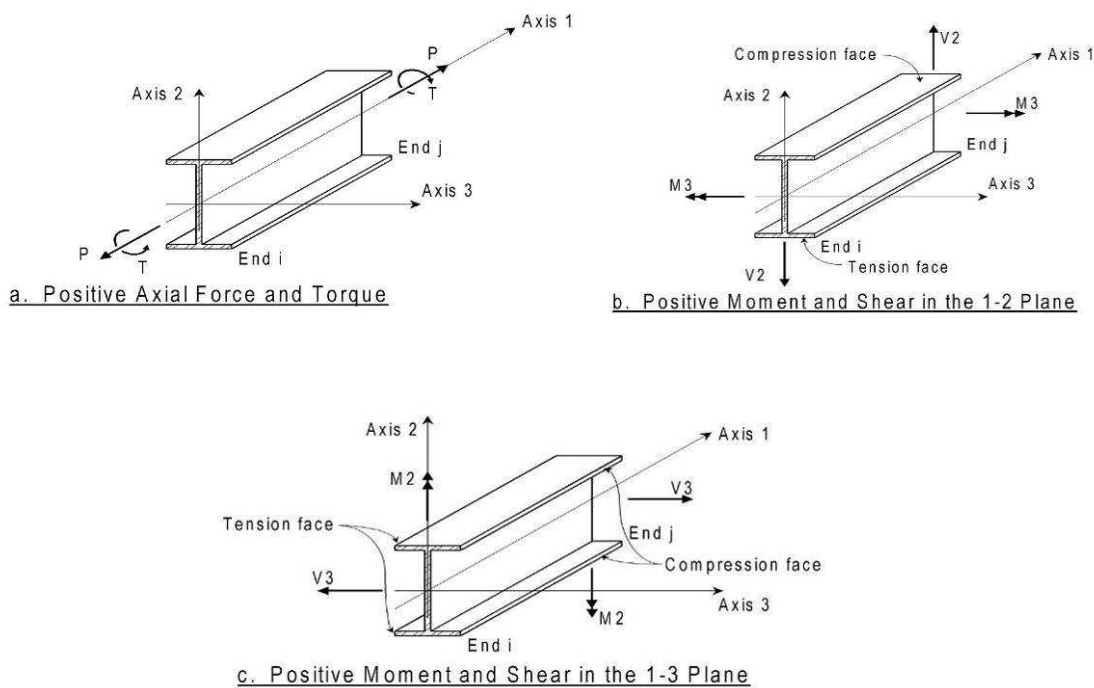
Terza forma modale: T=0,077 s





## 5.4 Sollecitazioni elementi resistenti

Le sollecitazioni di tutti gli elementi *frame* sono riportate facendo riferimento alle convenzioni sugli assi indicate nelle seguenti immagini.

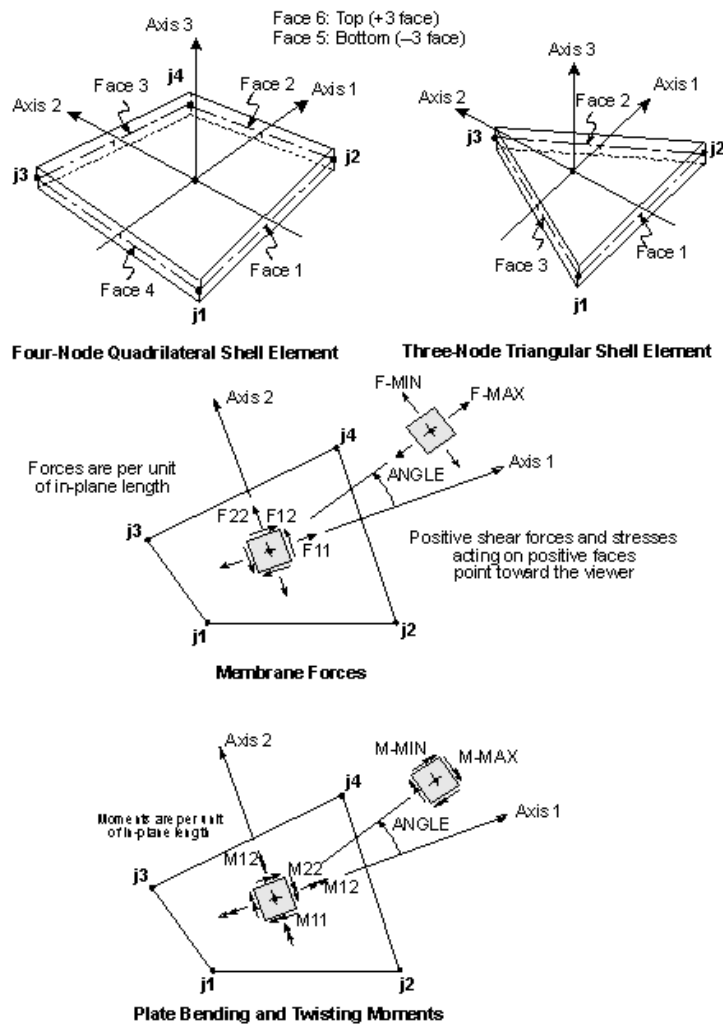


Inoltre i tabulati sono stati formattati con la seguente convenzione.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	Case	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m

- Frame: Numero dell'elemento
- Station: Posizione lungo l'elemento della sezione alla quale sono riferite le sollecitazioni
- Case: Combinazione di carico
- P: Sforzo normale
- V2: Sforzo di taglio nel piano 1-2
- V3: Sforzo di taglio nel piano 1-3
- T: Momento torcente
- M2: Momento flettente nel piano 1-3
- M3: Momento flettente nel piano 1-2

Le sollecitazioni di tutti gli elementi *shell* sono riportate facendo riferimento alle convenzioni sugli assi indicate nelle seguenti immagini.



Inoltre i tabulati sono stati formattati con la seguente convenzione.

TABLE: Element Forces - Area Shells											
Area	Joint	Case	Step	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Kgf/m	Kgf/m	Kgf/m	Kgf-m/m	Kgf-m/m	Kgf-m/m	Kgf/m	Kgf/m

- Area: numero dell'elemento
- Joint: Nodo dell'elemento nel quale sono riferite le sollecitazioni
- Case: Combinazione di carico
- Step: Indicazione di valore massimo o minimo per le sollecitazioni sismiche.
- F11 F22 F12: Sforzi piani (membrana)
- M11 M22 M12: Momenti flettenti e torcenti
- V12 V13 V23: Sforzo di taglio

---

## **A6 - RELAZIONE GEOTECNICA**

### **6 Relazione geotecnica**

Nella presente relazione sono riportate le caratteristiche geotecniche del terreno sul quale poggiano le fondazioni dell'edificio in oggetto.

#### **6.1 Scelta del piano di posa**

La profondità del piano su cui sono posate le fondazioni è stata definita in modo da conciliare le esigenze architettoniche con quelle strutturali legate alla portanza del terreno. La quota su cui viene posata la fondazione è di circa 1,2 m. al di sotto dell'attuale livello del piano di campagna.

#### **6.2 Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento**

Nelle presente relazione viene fatto riferimento ai dati conoscitivi riportati nelle carte geologiche per l'area in oggetto. In attesa che vengano eseguite delle indagini geognostiche relative alla realizzazione dell'edificio in esame.

Una volta eseguite le indagini geognostiche verrà integrata la presente relazione con i nuovi risultati.

#### **6.3 Tensione massima sul terreno**

Per quanto riguarda la determinazione del carico ammissibile del terreno viene fatta la seguente stima.

$$q_{\text{portante}} = \frac{\text{CLF}}{\gamma_R} \cong 1.5 \text{kg/cm}^2$$

#### **6.4 Modulo di Winkler**

In base alle caratteristiche litologiche dei terreni prima descritte si assume il valore:

$$k = 5.00 \text{ kg/cm}^3$$

---

## **A8 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

### **7 Verifiche strutture in elevazione**

Utilizzando i risultati ottenuti dal modello di calcolo agli elementi finiti, realizzato modellando tutta la struttura, vengono di seguito condotte le verifiche sugli elementi più sollecitati della struttura in elevazione e le verifiche degli spostamenti dell'edificio. Vengono di seguito riportate le verifiche degli elementi più sollecitati.

#### **7.1 Verifiche pilastri**

##### **7.1.1 Verifiche di resistenza SLU pilastro 60x30**

Il pilastro 60x30 è armato con 14  $\Phi 24$  e staffe  $\Phi 12/10$  nelle zone critiche e quindi per circa 1m.

- Verifica a pressoflessione

Sezione Rettangolare  $b = 60 \text{ cm}$   $h = 30 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 277.0 \text{ kNm}$$

$$N = 419.0 \text{ kN}$$

Valori limiti:

$$M_{rd} = 292.2 \text{ kNm}$$

$$N_{rd} = 442.1 \text{ kN}$$

$$N/N_{rd} = 0.9478$$

Deformazioni:

$$\epsilon_{c \text{ sup}} = 0.0035$$

$$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0.0062$$

$$\text{asse neutro } x = 9.7 \text{ cm}$$

Sezione verificata

---

- Verifica a Taglio

Taglio di calcolo:

$$V = 143.0 \text{ kN}$$

Valori limiti del taglio:

$$VRd1 = 127.3 \text{ kN}$$

$$VRd2 = 734.3 \text{ kN}$$

### 7.1.2 Verifiche di resistenza SLU pilastro 40x30

Il pilastro 40x30 è armato con 10  $\Phi 24$  e staffe  $\Phi 10/10$  nelle zone critiche e quindi per circa 1m.

- Verifica a pressoflessione

Sezione Rettangolare  $b = 40 \text{ cm}$   $h = 30 \text{ cm}$

Caratteristiche di sollecitazione:

$$M = 182.0 \text{ kNm}$$

$$N = 624.0 \text{ kN}$$

Valori limiti:

$$Mrd = 206.6 \text{ kNm}$$

$$Nrd = 708.5 \text{ kN}$$

$$N/Nrd = 0.8808$$

Deformazioni:

$$\epsilon_{c \text{ sup}} = 0.0035$$

$$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0.0030$$

$$\text{asse neutro } x = 14.5 \text{ cm}$$

Sezione verificata

- 
- Verifica a Taglio

Taglio di calcolo:

$$V = 144.0 \text{ kN}$$

Valori limiti del taglio:

$$VRd1 = 84.9 \text{ kN}$$

$$VRd2 = 489.5 \text{ kN}$$

Sezione verificata

## 7.2 Verifiche travi

### 7.2.1 Verifiche di resistenza SLU trave 60x80

La trave ha dimensioni 60x80 ed è armata con 4+10  $\Phi 24$  e staffe  $\Phi 10/10$  nelle zone critiche.

- Verifica a flessione

Sezione Rettangolare  $b = 60 \text{ cm}$   $h = 80 \text{ cm}$

Momento di calcolo:

$$Msd = 1035.0 \text{ KNm}$$

Momento limite:

$$MRd = 1071.2 \text{ KNm}$$

$$M/MRd = 0.9662$$

Deformazioni:

$$\epsilon_{c \text{ sup}} = 0.0022$$

$$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0.0100$$

$$\text{asse neutro } x = 13.8 \text{ cm}$$

Sezione verificata

- Verifica a Taglio

Taglio di calcolo:

$$V = 580.0 \text{ kN}$$

Valori limiti del taglio:

$$VRd1 = 232.4 \text{ kN}$$

---

$$VRd2 = 2094.0 \text{ kN}$$

Sezione verificata

### 7.2.2 Verifiche di resistenza SLU trave 40x80

La trave ha dimensioni 40x80 ed è armata con 4+10  $\Phi 24$  e staffe  $\Phi 10/10$  nelle zone critiche.

- Verifica a flessione

Sezione Rettangolare  $b = 40 \text{ cm}$   $h = 80 \text{ cm}$

Momento di calcolo:

$$Msd = 640.0 \text{ KNm}$$

Momento limite:

$$MRd = 650.0 \text{ KNm}$$

$$M/MRd = 0.9847$$

Deformazioni:

$$\epsilon_{c \text{ sup}} = 0.0017$$

$$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0.0100$$

$$\text{asse neutro } x = 11.3 \text{ cm}$$

Sezione verificata

- Verifica a Taglio

Taglio di calcolo:

$$V = 485.0 \text{ kN}$$

Valori limiti del taglio:

$$VRd1 = 151.1 \text{ kN}$$

$$VRd2 = 1396.0 \text{ kN}$$

Sezione verificata

---

## **A4 - RELAZIONE SUI MATERIALI**

### **8 Materiali**

I materiali utilizzati per le strutture in c.a. gettate in opera sono:

Calcestruzzo per strutture di fondazione gettate in opera C25/30 :

- Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck}= 25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}= 30 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per strutture di elevazione gettate in opera C28/35 :

- Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck}= 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}= 35 \text{ N/mm}^2$

Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C :

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}= 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{yt}= 540 \text{ N/mm}^2$