



EdiLus

Progettazione e Calcolo Strutturale

DOCUMENTAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Casi Prova

CEMENTO ARMATO "NUOVO"

Ai sensi del:

D.M. 17/01/2018 cap. 10 - Norme Tecniche per le Costruzioni

INDICE

CASI PROVA CEMENTO ARMATO NUOVO

<u>1</u>	<u>(CA-New) - Test di Validazione n.01 (Piastra Rettangolare).....</u>	<u>3</u>
<u>2</u>	<u>(CA-New) - Test di Validazione n.02 (Pilastro Incastrato).....</u>	<u>5</u>
<u>3</u>	<u>(CA-New) - Test di Validazione n.03 (Trave Continua - Solaio)</u>	<u>6</u>
<u>4</u>	<u>(CA-New) - Test di Validazione n.04 (Confronto Ansys)</u>	<u>8</u>
<u>5</u>	<u>(CA-New) - Test di Validazione n.05 (Semiprogetto a Flessione).....</u>	<u>9</u>

1 (CA-New) - Test di Validazione n.01 (Piastra Rettangolare)

Titolo: **Piastra rettangolare in cemento armato - calcolo spostamenti e tensioni.**

Riferimento: **Odono Belluzzi - "Scienza delle Costruzioni Vol. 3".**

Il file di EdiLus (CA-New) è: **CA_Soletta_1202_159.EDL.**

Dati Piastra (Soletta)

Lunghezza (L) = 6,00 m.

Larghezza (B) = 4,80 m.

Spessore (t) = 0,20m.

Condizione di vincolo ai bordi = appoggiata - (vincolo esterno cerniera nei nodi e sub nodi - *Figura 1.2*);

Passo HPSHELL: Bordi 40; Interno 30;

Materiale = CLS -> con E = 20000 N/mm² e ν = 0,10;

Analisi carichi soletta: Sovraccarico Permanente = 3 000 N/m².

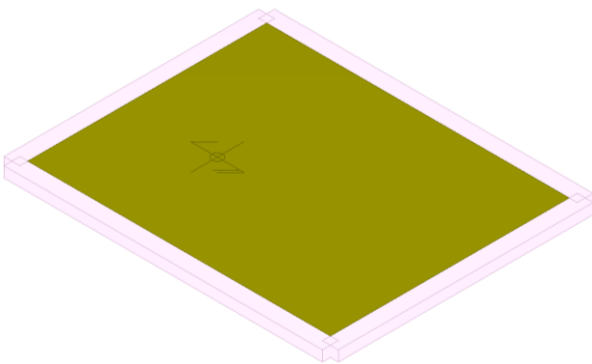


Figura 1.1: vista - "Editor 3D"

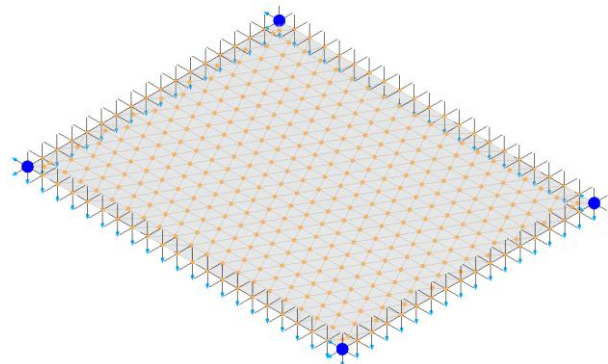


Figura 1.2: vista - "Strutturale + Vincoli"

I risultati **Teorici** forniscono i seguenti valori:

Spostamento al centro = 0,189 cm

Tensione normale in direzione X = $\frac{6 \cdot 717}{100 \cdot 20^2} = 0,10755 \text{ Kg/cm}^2 = 1,0755 \text{ N/mm}^2$

Tensione normale in direzione Y = $\frac{6 \cdot 1098,5}{100 \cdot 20^2} = 0,164775 \text{ Kg/cm}^2 = 1,64775 \text{ N/mm}^2$

Nell'esempio eseguito con **EdiLus** si leggono i seguenti valori:

Spostamento al centro = 0,1898 cm (per carichi permanenti + permanenti NON Strutturali - *Figura 1.3*)

Tensione normale in direzione X = 1,083 N/mm² (piastra - per carichi permanenti + permanenti NON Strutturali - *Figura 1.4*)

Tensione normale in direzione Y = 1,648 N/mm² (piastra - per carichi permanenti + permanenti NON Strutturali - *Figura 1.5*)

Nella Tab. 1.1 viene riportato il confronto tra la soluzione teorica e quella di EdiLus.

Tab. 1.1: confronto soluzione Teorica ed EdiLus

	Soluzione Teorica	EdiLus
Spostamento al centro [cm]	0,189	0,1898
Tensione normale in direzione X [N/mm ²]	1,0755	1,083
Tensione normale in direzione Y [N/mm ²]	1,64775	1,648

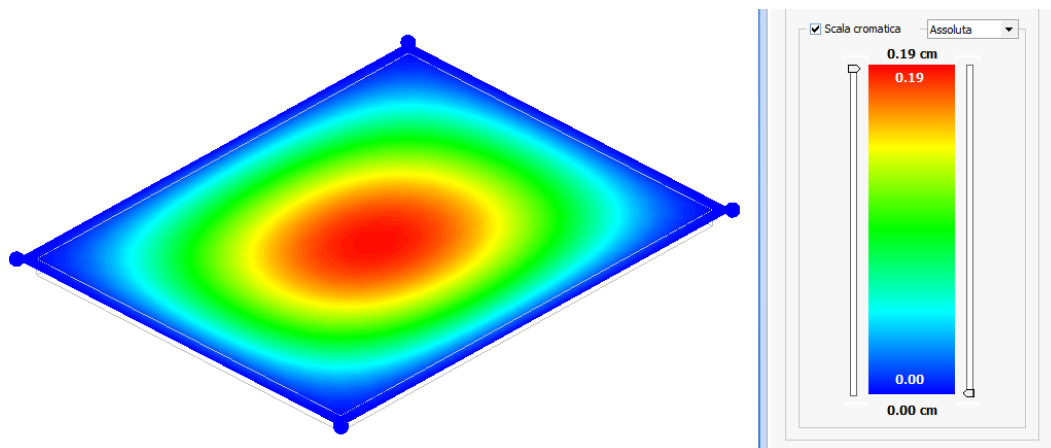


Figura 1.3: andamento degli spostamenti - Carico Permanente + Permanenti NON Strutturali

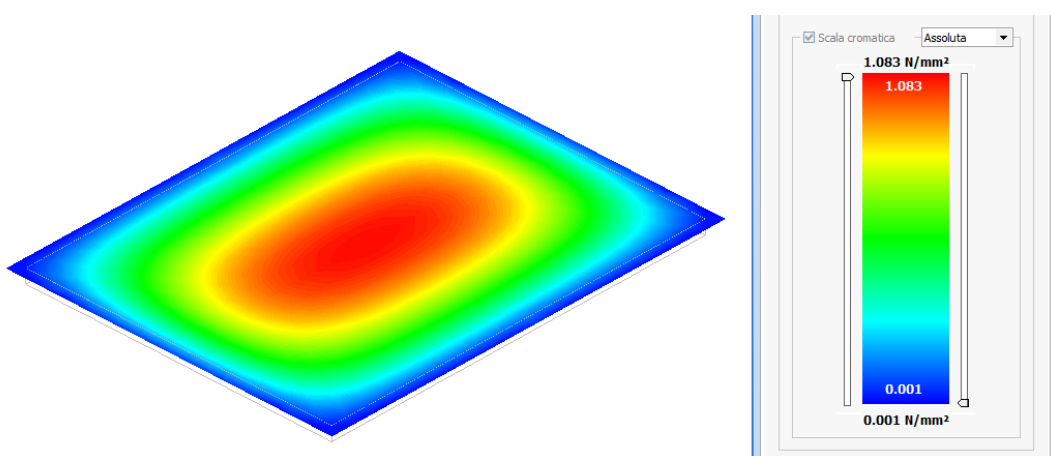


Figura 1.4: andamento delle tensioni normali a PIASTRA in direzione X (normale in direzione 1) - Carico Permanente + Permanenti NON Strutturali

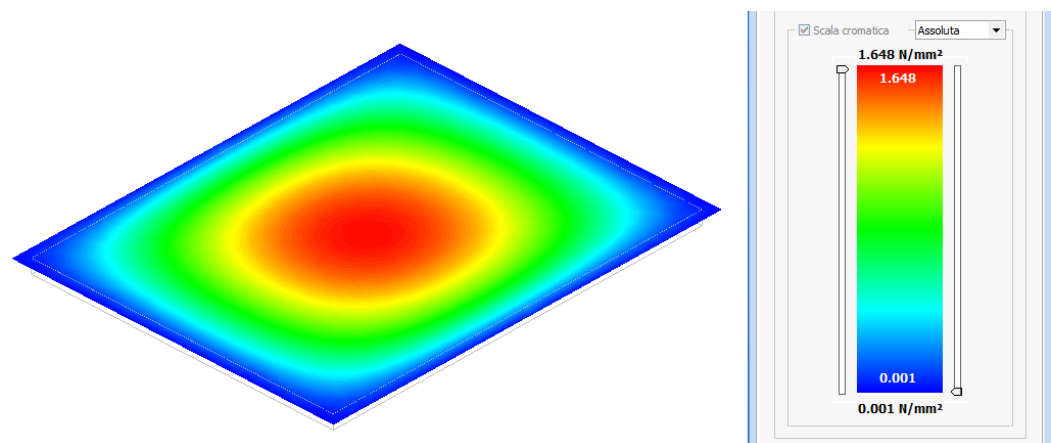


Figura 1.5: andamento delle tensioni normali a PIASTRA in direzione Y (normale in direzione 2) - Carico Permanente + Permanenti NON Strutturali

2 (CA-New) - Test di Validazione n.02 (Pilastro Incastrato)

Titolo: **Pilastro incastrato al piede con una forza orizzontale applicata in testa P diretta secondo +X.**

File di EdiLus (CA-New) è: **CA_TEST_02.EDL**.

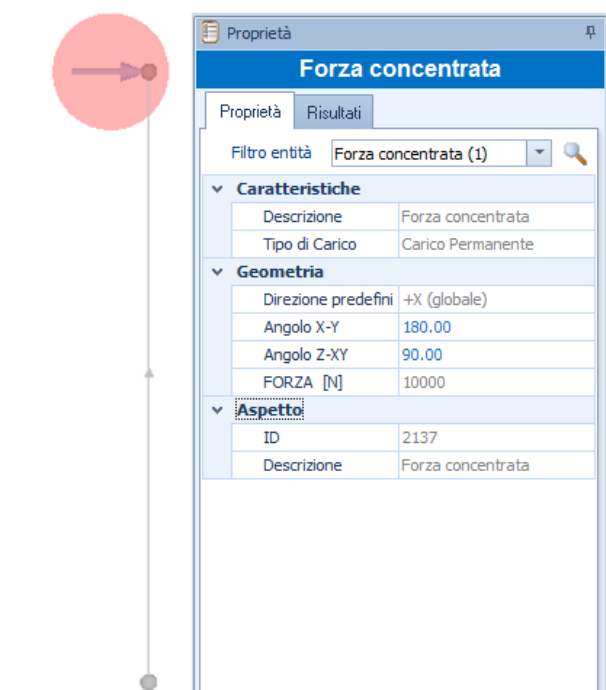


Figura 2.1: modello FEM del pilastro e schema di carico

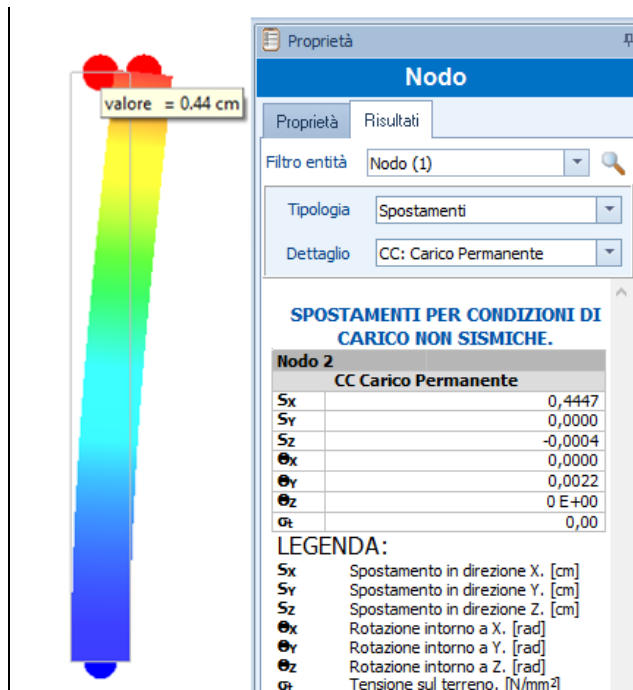


Figura 2.2: spostamento del nodo di testa in EdiLus

Dati

Forza (P), applicata in testa, pari a 10 000 N (*Condizione di Carico -> Permanente*);

Larghezza pilastro (L) = 0,30m;

Base pilastro (B) = 0,30m;

Altezza pilastro (h) = 3,00m;

Materiale = Cls C20/25_B450C (con E = 30 200 N/mm²).

Lo spostamento **Teorico** in testa vale:

$$f = \frac{P \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} = \frac{10000 \cdot 3000^3}{3 \cdot 30200 \cdot 6,75 \cdot e^8} = \mathbf{4,415mm.}$$

EdiLus restituisce, in corrispondenza del nodo di testa, uno spostamento pari a **4,447 mm** (*Figura 2.2*).

Nella Tab. 2.1 viene riportato il confronto tra la soluzione teorica e quella di EdiLus.

Tab. 2.1: confronto soluzione Teorica ed EdiLus

	Soluzione Teorica	EdiLus
Spostamento [mm]	4,415	4,447

3 (CA-New) - Test di Validazione n.03 (Trave Continua - Solaio)

Titolo: **Schema di trave a due campate a luci eguali di 4,00m con carico costante e sezione costante su tre appoggi semplici.**

File di EdiLus (CA-New) è: **CA_TEST_03.EDL.**

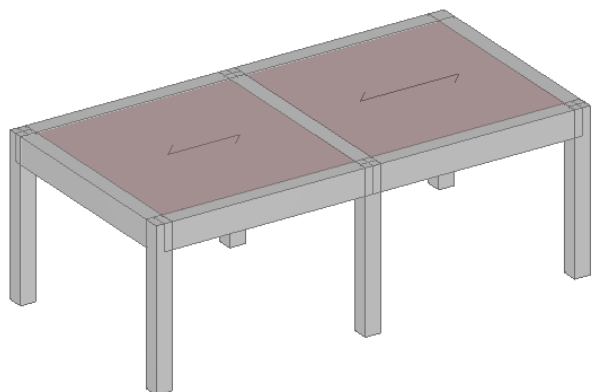


Figura 3.1: vista - "Editor 3D"

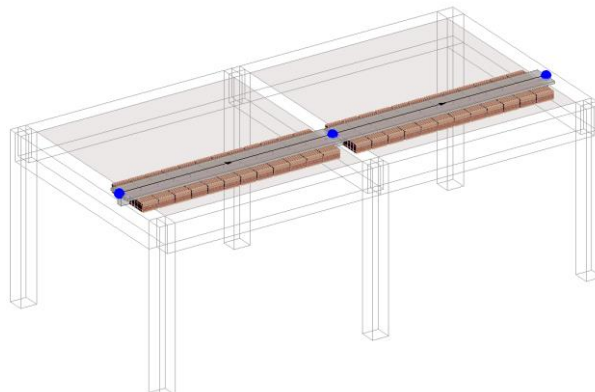


Figura 3.2: vista - "Solai"

L'oggetto solaio utilizzato nel calcolo presenta la seguente analisi dei carichi:

Descrizione -> *LatCem Abitazione H20*

Peso Proprio (G_{k1}) [N/m ²]	Permanenti Non Strutturali (G_{k2}) [N/m ²]	Variabili (Q_k) [N/m ²]
2600	2360	2000

La somma dei carichi permanenti (G_{k1}) e permanenti NON strutturali (G_{k2})^(*) applicati alla striscia di solaio indicata è:

$$g = G_{k1} + G_{k2} = 1300 \text{ N/m} + 1180 \text{ N/m} = 2480 \text{ N/m} = 2,48 \text{ N/mm.}$$

(*) Per i Permanenti Non Strutturali è stata settata l'opzione "Considerare Permanenti Non Strutturali come Permanenti" -> presente nei: DATI della STRUTTURA -> Dati Norma: ... -> Preferenze Generali.

Il calcolo viene condotto senza l'introduzione dei "Braccetti rigidi".

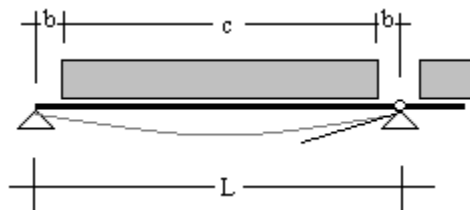
Poiché sulle zone di appoggio delle travi, di larghezza 0,30 m, la distesa di carico non viene considerata lo schema trattato effettivamente è il seguente:



Figura 3.3: schema di calcolo

Lo schema è simmetrico, per cui la rotazione della sezione centrale è nulla.

Se si ipotizza una cerniera sull'appoggio si ha una rotazione della sezione centrale, per cui occorre applicare un momento M per ripristinare la situazione iniziale.



Calcoliamo innanzitutto la rotazione servendoci dei corollari di Mohr.

$$\begin{aligned} b &= 0,15 \text{ m} \\ c &= 3,70 \text{ m} \\ L &= 4,00 \text{ m} \end{aligned}$$

⇒

La reazione all'appoggio vale:

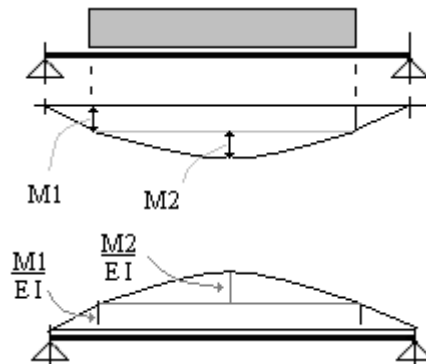
$$R = \frac{c \cdot g}{2} = \frac{3,7 \cdot 2480}{2} = 4588 \text{ N.}$$

Il diagramma dei momenti è il seguente:

$$M_1 = R \cdot b = 4888 \cdot 0,150 = 688,2 \text{ Nm},$$

$$M_2 = \frac{g \cdot c^2}{8} = \frac{2480 \cdot 3,7^2}{8} = 4243,9 \text{ Nm}.$$

Si carica lo schema ausiliario (che è ancora una trave su due appoggi) col diagramma dei momenti diviso per EI.



La rotazione di un estremo vale quindi quanto la reazione vincolare di questo schema di carico.

$$\varphi = \frac{M_1 \cdot b}{2 \cdot E \cdot I} + \frac{M_1 \cdot c}{2 \cdot E \cdot I} + \frac{2}{3} \cdot \frac{M_2 \cdot c}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{51,615 + 1273,17 + 5234,17}{E \cdot I} = \frac{6558,928}{E \cdot I}.$$

La rotazione provocata da un momento M_a applicato in un estremo di una trave appoggiata vale:

$$\varphi = \frac{M_a \cdot L}{3 \cdot E \cdot I}.$$

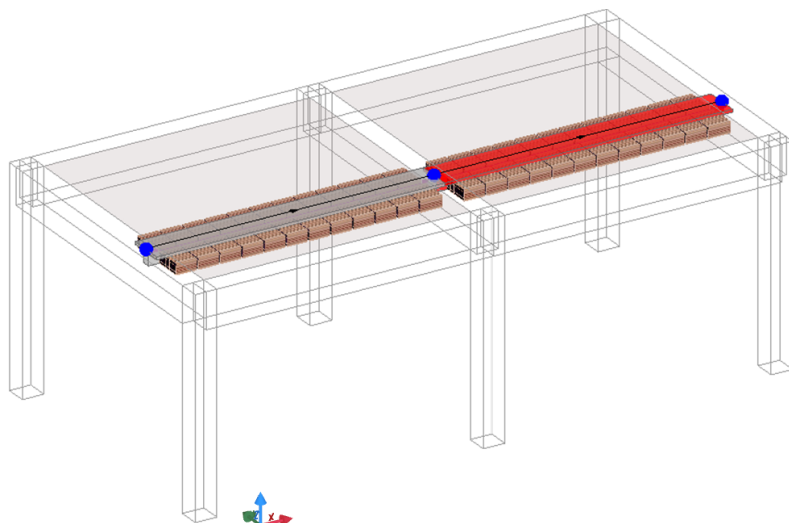
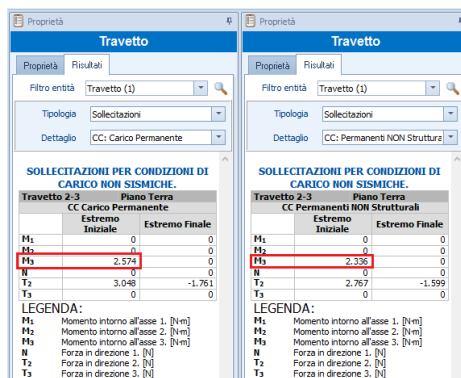
Eguagliando le due espressioni si ricava il momento che riporta a zero la rotazione dell'estremo (momento incognito sull'appoggio centrale dello schema a due campate):

$$\frac{M_a \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{6558,928}{E \cdot I} \Rightarrow M_a = \frac{3 \cdot 6558,928}{L} = \mathbf{4\ 919,19 \text{ Nm}}.$$

Invece, in Edilus (Figura 3.4) si legge il valore di **4 910 Nm** = 2574Nm (carico permanente) + 2336 Nm (permanenti NON strutturali).

Tab. 3.1: confronto soluzione Teorica ed Edilus

	<i>Soluzione Teorica</i>	<i>Edilus</i>
Momento [Nm]	4 919,19	4 910

SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO NON SISMICHE.		
Travetto 2-3 Piano Terra		
CC Carico Permanente		
	Estremo Iniziale	Estremo Finale
M1	0	0
M2	2,574	0
M3	0	0
N	0	0
T2	3,048	-1,761
T3	0	0

SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO NON SISMICHE.		
Travetto 2-3 Piano Terra		
CC Permanenti NON Strutturali		
	Estremo Iniziale	Estremo Finale
M1	0	0
M2	0	0
M3	2,336	0
N	0	0
T2	2,767	-1,599
T3	0	0

Figura 3.4: risultati del calcolo in Edilus

4 (CA-New) - Test di Validazione n.04 (Confronto Ansys)

Titolo: **Analisi Dinamica Modale su Edificio a 3 piani, 9 pilastri in pianta.**

Riferimento: **Calcolo eseguito con il programma Ansys**

Il file di EdiLus (CA-New) è: **CA_Edificio_Telai_Ansys.EDL.**

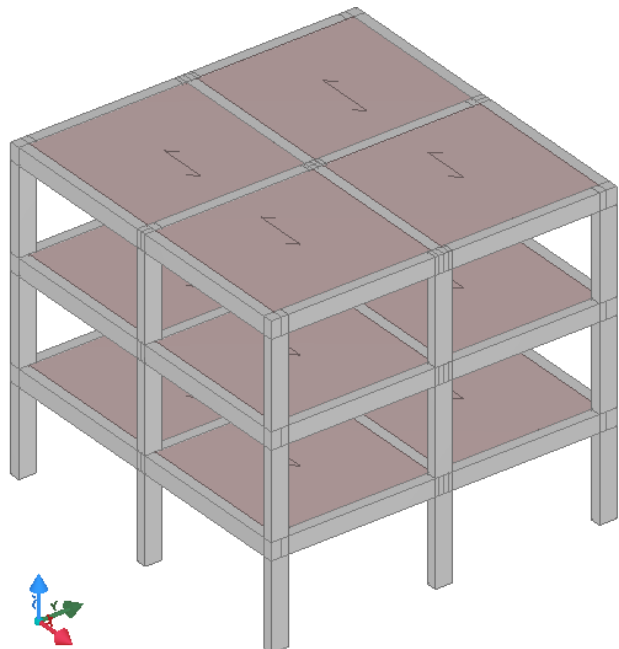


Figura 4.1: vista -"Editor 3D"

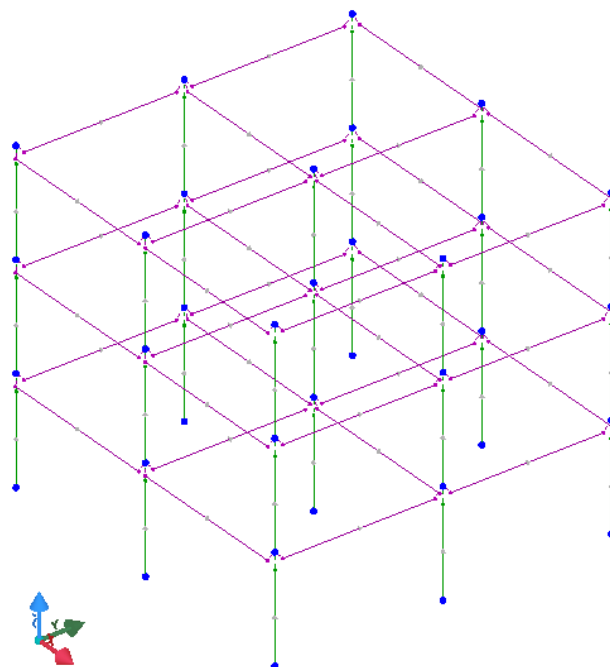


Figura 4.2: vista -"Strutturale"

Il file (**Edificio_Telai_Ansys.EDL**), calcolato con EdiLus (CA) e con Ansys^(R), ha dato i seguenti valori dei periodi per i primi 6 modi di vibrazione:

Ansys	
<i>modi di vibrazione</i>	<i>periodo [s]</i>
I modo	0,366
II modo	0,279
III modo	0,272
IV modo	0,118
V modo	0,086
VI modo	0,085

⇒
⇒
⇒
⇒
⇒

EdiLus	
<i>modi di vibrazione</i>	<i>periodo [s]</i>
I modo	0,362
II modo	0,276
<i>vedi N.B. 4.1</i>	-
IV modo	0,117
<i>vedi N.B. 4.1</i>	-
III modo	0,084

In Ansys i modi estratti vengono raggruppati in funzione del periodo.

In EdiLus, a partire dalla versione 25.00, i modi estratti vengono raggruppati (in ordine decrescente) in funzione della massa eccitata ("significativa").

N.B. 4.1

I modi di vibrazione III e V di Ansys non si ritrovano in EdiLus perché la massa traslazionale da essi eccitata è nulla.

5 (CA-New) - Test di Validazione n.05 (Semiprogetto a Flessione)

Titolo: **Semiprogetto a flessione retta di una sezione rettangolare.**

Il file di EdiLus (CA-New) è: **CA_SemiProgetto_SezRettangolare.EDL.**

Dati

Trave a mensola con le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza (L)=5,00 m;
- Base (b) = 0,25m;
- Altezza (h) = 0,50m;
- Materiali = Cls C20/25_B450C ($f_{cd} = 11,33\text{N/mm}^2$, $f_{yd} = 391,39\text{N/mm}^2$ - Legame costitutivo: parabola-rettangolo);
- Copriferro (c) = 3,5cm;
- Altezza utile (d) = 46,5 cm.

Momento all'estremità (M) = 80000 Nm (Condizione di Carico -> Permanente);

Peso proprio trave (g_k) = 3125N/m.

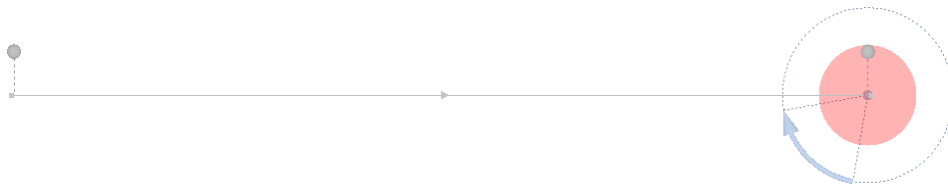


Figura 5.1: schema di calcolo

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE RETTA ALLO SLU

Trave 1a-2a	Piano Terra	
	Superiore	Inferiore
%L1		0%
M _{ed}	0	0
M _{ed,3}	154.781	0
A _s	9,90	1,13
CS	0,98[V]	-
(X/d)	0,32	VNR

L'armatura inferiore è minore del minimo consentito
Coefficiente di sicurezza (allo SLU per Momento positivo) inferiore a 1

Figura 5.2: risultati EdiLus

Il momento flettente nella sezione di incastro dovuto al peso proprio è 39062,5Nm.

Sommando a questo il momento applicato nell'estremo libero ed amplificando per $\gamma_G = 1,3$ si ottiene il momento di progetto nella sezione di incastro: $M_d = 1,3 \cdot (39062,5 + 80000) = 154782$ Nm.

L'asse neutro viene calcolato imponendo la minimizzazione delle armature fra tutte le combinazioni di carico. Le armature devono essere, comunque, non inferiori ai minimi di normativa.

Risulta, con:

$$\begin{aligned} A_{fComp} &= 0,81 \text{ cm}^2 \text{ (in EdiLus -> } 1\phi 12\text{);} \\ A_{fTesa} &= 9,80 \text{ cm}^2 \text{ (in EdiLus -> } 1\phi 10 + 2\phi 14 + 3\phi 16\text{).} \end{aligned} \Rightarrow \text{ un asse neutro pari a: } x_c = 0,153 \text{ m.}$$

Ci si trova, quindi, in Regione = 3 per cui il diagramma di compressione del calcestruzzo si sviluppa per intero; i coefficienti di riempimento e del braccio della coppia interna valgono:

$$\Psi = 0,80952; \quad \lambda = 0,41597.$$

Si ricavano le deformazioni, e le rispettive tensioni, nell'acciaio teso (segno "-") e compresso:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - x_c)}{x_c} = 0,0035 \cdot \frac{(0,465 - 0,153)}{0,153} = 0,00711; & \varepsilon_2 &= \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(x_c - c)}{x_c} = 0,0035 \cdot \frac{(0,153 - 0,035)}{0,153} = 0,0027; \\ \sigma_1 &= f_{yd} = -391394347 \text{ N/m}^2. & \sigma_2 &= f_{yd} = 391394347 \text{ N/m}^2. \end{aligned}$$

Calcoliamo ora le sollecitazioni interne.

equilibrio alla traslazione	$N = A_{fTesa} \cdot \sigma_1 + A_{fComp} \cdot \sigma_2 + x_c \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \Psi =$ $= 0,000980 \cdot (-391394347) + 0,000081 \cdot 391394347 + 0,153 \cdot 0,25 \cdot 11333333 \cdot 0,80952 \approx 0$ Risulta: N ≈ 0
equilibrio alla rotazione	$M_u = x_c \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \Psi \cdot \left(\frac{h}{2} - \lambda \cdot x_c \right) - A_{fTesa} \cdot \sigma_1 \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) + A_{fComp} \cdot \sigma_2 \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)$ Risulta: M_u = 154822 Nm

Quindi, il coefficiente di sicurezza vale:

$$CS = \frac{M_u}{M_d} = \frac{154822 \text{ Nm}}{154782 \text{ Nm}} \approx 1.$$

Il risultato di **EdiLus** è riportato nella *Figura 5.2*.