



# COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

(Provincia di Salerno)

## "REALIZZAZIONE DI UN ASILO NIDO PUBBLICO NELL'AMBITO DEL SISTEMA INTEGRATO REGIONALE DI EDUCAZIONE E DI ISTRUZIONE" - "INTERVENTO TIPO A"

AVVISO PUBBLICO PER LA PRESENTAZIONE DELLE MANIFESTAZIONI DI INTERESSE PER IL FINANZIAMENTO DI NIDI E MICRONIDI: INTERVENTI DI REALIZZAZIONE, RISTRUTTURAZIONE, ADEGUAMENTO, AMMODERNAMENTO E QUALIFICAZIONE DI STRUTTURE/SERVIZI EDUCATIVI NELL'AMBITO DEL SISTEMA INTEGRATO REGIONALE DI EDUCAZIONE E DI ISTRUZIONE. ASSE 8 - OBIETTIVO SPECIFICO 9.3 - AZIONE 9.3.1 DEL POR CAMPANIA FESR 2014/2020 E OBIETTIVI DI SERVIZIO - FSC. FONDO DI CUI ALLA L.R. N. 3 DEL 20 GENNAIO 2017.

## "PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO"

### STRUTTURE

#### 33. Relazione di Calcolo Strutturale

- 34. Relazione Geotecnica sulle Fondazioni
- 35. Relazione di Calcolo Solai di Copertura in Legno
- 36. Relazione sulla qualità e dosatura dei materiali
- 37. Piano di Manutenzione delle opere strutturali
- 38. Pianta Fili Fissi
- 39. Pianta Fondazione
- 40. Carpenteria Impalcato
- 41. Carpenteria zona cisterna
- 42. Armatura travi di fondazione
- 43. Distinta armatura travi di fondazione
- 44. Distinta armatura travi Impalcato
- 45. Distinta Abaco Pilastri

IL R.U.P.



IL PROGETTISTA

**Comune di Capaccio Paestum  
Provincia di Salerno**

**RELAZIONE di CALCOLO**

**OGGETTO:** "REALIZZAZIONE DI UN NUOVO ASILO NIDO PUBBLICO NELL'AMBITO DEL SISTEMA INTEGRATO REGIONALE DI EDUCAZIONE E DI ISTRUZIONE" - "INTERVENTO TIPO A"

**COMMITTENTE:** Comune di Capaccio Paestum

Capaccio Paestum, Aprile 2018

Il Progettista



Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

(.....)

(.....)

## B1. - DESCRIZIONE SINTETICA DELLA COSTRUZIONE CON INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI DIMENSIONI E DELLA TIPOLOGIA STRUTTURALE

L' intervento progettuale prevede la realizzazione di un fabbricato da adibire ad asilo pubblico, di circa 500 mq. Esso sarà realizzato con fondazioni a plinti collegati in c.c.a. gettato in opera, e struttura intelaiata sempre in c.c.a. gettato in opera la copertura sarà in legno lamellare.

La struttura è ad L composta da due rettangoli uguali:

Lato lungo 24,20 m lato corto di m 12,20 m, altezza fino alla linea di colmo, è di m 5,00.

## B2. - MATERIALI UTILIZZATI PER LE STRUTTURE

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

### MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	N	n Ac
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]		[N/mm²]	[N/mm²]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
Cls C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25.000	0.000010	31.447	13.103	60	F/P	30.00	-	0.85	1.50	11.76	0.99	2.56	15	002

#### LEGENDA:

<b>N<sub>id</sub></b>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
<b>γ<sub>k</sub></b>	Peso specifico.
<b>α<sub>T, i</sub></b>	Coefficiente di dilatazione termica.
<b>E</b>	Modulo elastico normale.
<b>G</b>	Modulo elastico tangenziale.
<b>C<sub>Erid</sub></b>	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E <sub>sisma</sub> = E·C <sub>Erid</sub> ].
<b>Stz</b>	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
<b>R<sub>ck</sub></b>	Resistenza caratteristica cubica.
<b>R<sub>cm</sub></b>	Resistenza media cubica.
<b>%R<sub>ck</sub></b>	Percentuale di riduzione della R <sub>ck</sub>
<b>γ<sub>c</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
<b>f<sub>cd</sub></b>	Resistenza di calcolo a compressione.
<b>f<sub>ctd</sub></b>	Resistenza di calcolo a trazione.
<b>f<sub>cfm</sub></b>	Resistenza media a trazione per flessione.
<b>n Ac</b>	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

### MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio															
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub> NCnt Cnt
	[N/m²]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]						
Acciaio B450C - (B450C)															
002	78.500	0,000010	210.00 0	80.769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-

#### LEGENDA:

<b>N<sub>id</sub></b>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
<b>γ<sub>k</sub></b>	Peso specifico.
<b>α<sub>T, i</sub></b>	Coefficiente di dilatazione termica.
<b>E</b>	Modulo elastico normale.
<b>G</b>	Modulo elastico tangenziale.
<b>Stz</b>	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
<b>f<sub>tk,1</sub></b>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
<b>f<sub>tk,2</sub></b>	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
<b>f<sub>td</sub></b>	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

Caratteristiche acciaio																
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub>	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub> NCnt	Cnt
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							
γ <sub>M1</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.															
γ <sub>M2</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.															
γ <sub>M3,SLV</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).															
γ <sub>M3,SLE</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).															
γ <sub>M7</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.															
f <sub>yk,1</sub>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).															
f <sub>yk,2</sub>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).															
f <sub>yd,1</sub>	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).															
f <sub>yd,2</sub>	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).															
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.															

## MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno																	
N <sub>id</sub>	T p	γ <sub>k</sub>	γ <sub>mean</sub>	G <sub>mean</sub>	Stz	f <sub>m,k</sub>	f <sub>v,k</sub>	γ <sub>M</sub>	γ <sub>M,e</sub>	β <sub>c</sub>	Dir	α <sub>T, i</sub>	E <sub>i,05</sub>	G <sub>i,05</sub>	E <sub>i,mean</sub>	f <sub>c,i,k</sub>	f <sub>t,i,k</sub>
		[N/m³]	[N/m³]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]					[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
LL GL24h - (GL24h)																	
004	L	3.800	3.800	720	P	24,00	2,700	1,45	1,00	0,1	0 90	0,000004 0,000058	9.400 -	583 -	11.600 390	24,00 2,70	16,50 0,40

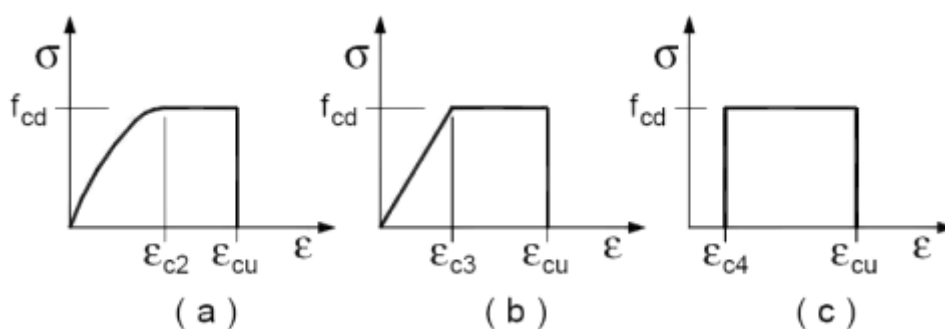
### LEGENDA:

N <sub>id</sub>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
Tp	Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
γ <sub>k</sub>	Peso specifico.
γ <sub>mean</sub>	Peso specifico medio.
G <sub>mean</sub>	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f <sub>m,k</sub>	Resistenza a Flessione.
f <sub>v,k</sub>	Resistenza a taglio.
γ <sub>M</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.
γ <sub>M,e</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.
β <sub>c</sub>	Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.
Dir	Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
α <sub>T, i</sub>	Coefficiente di dilatazione termica.
E <sub>i,05</sub>	Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
G <sub>i,05</sub>	Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
E <sub>i,mean</sub>	Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
f <sub>c,i,k</sub>	Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
f <sub>t,i,k</sub>	Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei **tabulati di calcolo**, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

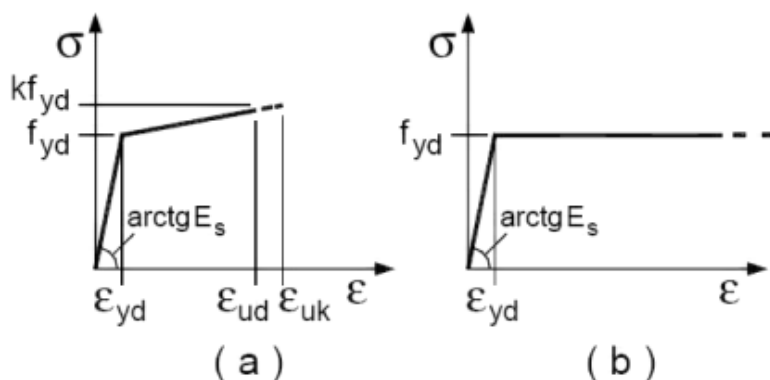
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima  $\epsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk}/\gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15.

## B4. - VALORI DEI CARICHI UNITARI E ACCIDENTALI ASSUNTI

### ANALISI CARICHI

N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio Descrizione	PP	Permanente NON Strutturale Descrizione	PNS	Analisi carichi		
								Sovraccarico Accidentale Descrizione	SA	Carico Neve [N/m <sup>2</sup> ]
001	S	Doppia fodera 30cm (12+8)	Carico Permanente	Fodera esterna (12 cm) e fodera interna (8 cm)	1.600	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Soletta Abitaz.	Scuole	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Civile abitazione (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3000	0
003	S	Scala	Scale	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	1.360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0
004	S	LatCem Cop. acc. H20	Coperture	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3.530	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture praticabili di locali di abitazione (Cat. H2 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2.000	1.000
005	S	LatCem Abitazione H20	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3.530	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2.360	Civile abitazione (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3.000	0
006	S	Copertura in Legno	Coperture	Orditura secondaria e tavolato in legno	300	Manto di tegole e coibentazione	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	500	1.000

Analisi carichi										
N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
								(Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)		[N/m <sup>2</sup> ]
007	S	Sporgenza Copertura	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3.530	Sovraccarico Permanente	500	Sovraccarico Accidentale	500	530
008	S	LatCem Balcone H20	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3.530	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1.360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0

**LEGENDA:**

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo dell'analisi di carico.

**T. C.** Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

**PP, PNS, SA** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

**TIPOLOGIE DI CARICO**

Tipologie di carico							
N <sub>id</sub>	Descrizione	F+E	+/- F	CDC	ψ <sub>0</sub>	ψ <sub>1</sub>	ψ <sub>2</sub>
0001	Carico Permanente	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0002	Permanenti NON Strutturali	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0003	Scuole	SI	NO	Media	0,70	0,50	0,30
0004	Scale	SI	NO	Media	0,70	0,70	0,60
0005	Coperture	SI	NO	Media	0,00	0,00	0,00
0006	Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	SI	NO	Breve	0,50	0,20	0,00
0007	Sisma X	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0008	Sisma Y	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0009	Sisma Z	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0010	Sisma Ecc.X	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0011	Sisma Ecc.Y	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00

**LEGENDA:**

**N<sub>id</sub>** Numero identificativo della Tipologia di Carico.

**F+E** Indica se la tipologia di carico considerata è AGENTE con il sisma.

**+/- F** Indica se la tipologia di carico è ALTERNATA (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.

**CDC** Indica la classe di durata del carico.

NOTA: dato significativo solo per elementi in materiale legnoso.

ψ<sub>0</sub> Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (carichi rari).

ψ<sub>1</sub> Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti).

ψ<sub>2</sub> Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti e quasi permanenti).

**B5.2. - Metodo di analisi utilizzato**

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (33) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	91.3
salvaguardia della vita	Y	93.7
salvaguardia della vita	Z	49.9

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

n     è il numero di modi di vibrazione considerati

$\xi$      è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

$\beta_{ij}$    è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglienti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

## **B6. - SCHEMI STRUTTURALI CONSIDERATI, METODI DI CALCOLO ADOTTATI E CRITERI DI VERIFICA UTILIZZATI**

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

## Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- $G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- $G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- $Q$  azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
  - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
  - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- $Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;
- $\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 112 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{ki}$  nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_1$  rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,3

30 kN)	
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 17 gennaio 2018, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 17 gennaio 2018, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

## Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G<sub>2</sub> rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ<sub>2i</sub> coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q<sub>i</sub>;
- Q<sub>ki</sub> valore caratteristico dell'azione variabile Q<sub>i</sub>.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ<sub>2i</sub> sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

## Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

$G_{kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente;

$P_{kh}$  valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

$Q_{kl}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

$\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{k1}$  nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (4) e "Rara" (5).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

## Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli

nei nodi (vincoli esterni);

- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

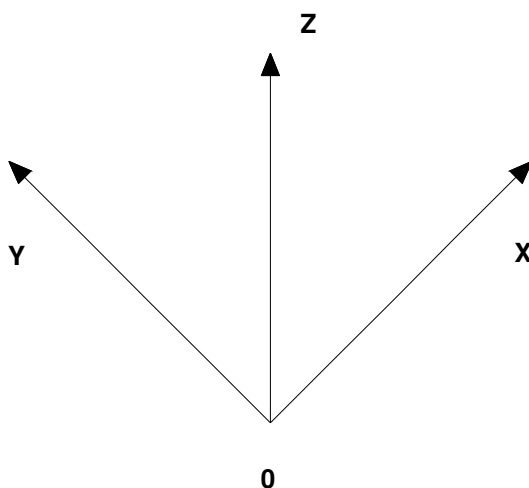
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

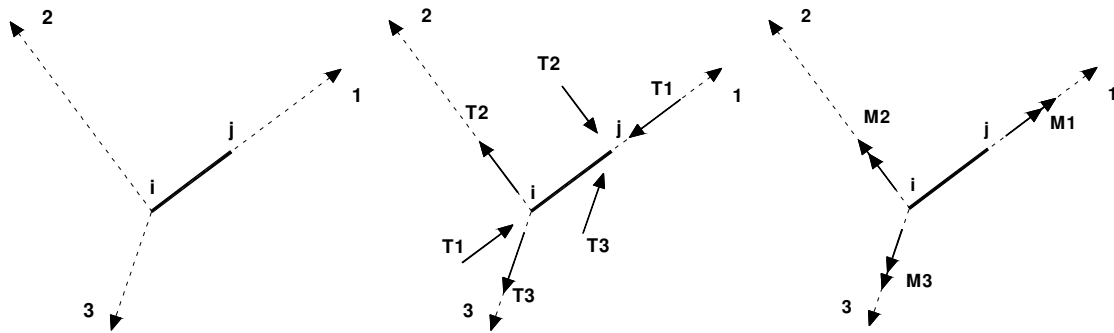
## **Sistemi di Riferimento**

### **Riferimento globale**



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O,X,Y,Z (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

## Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

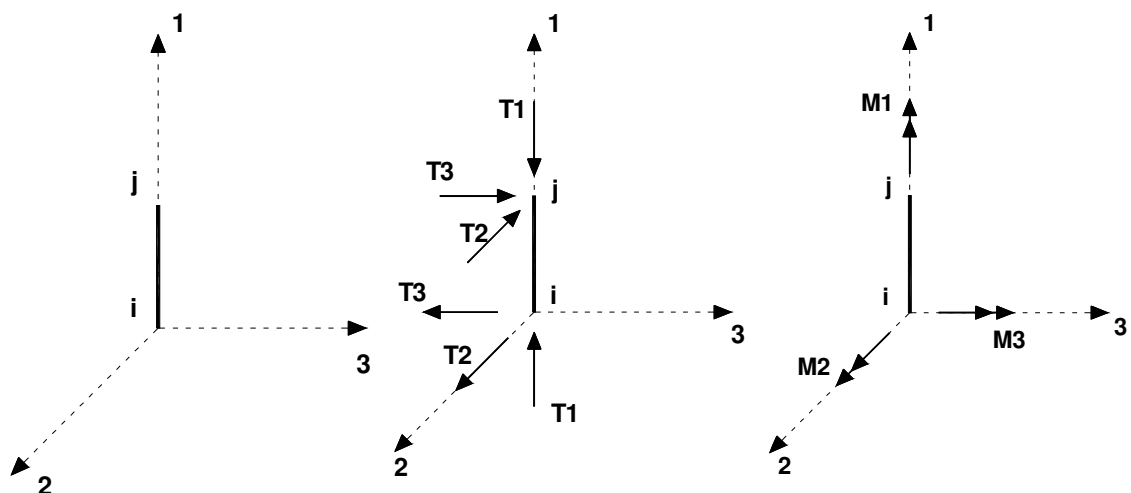
Definiti  $i$  e  $j$  i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

- asse 1 orientato dal nodo  $i$  al nodo  $j$ ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione  $T1$  (agente nella direzione  $i-j$ );
- Sollecitazioni taglienti  $T2$  e  $T3$ , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 ( $M2$  e  $M3$ );
- Sollecitazione torcente  $M1$ .

## Riferimento locale per pilastri



Definiti  $i$  e  $j$  come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

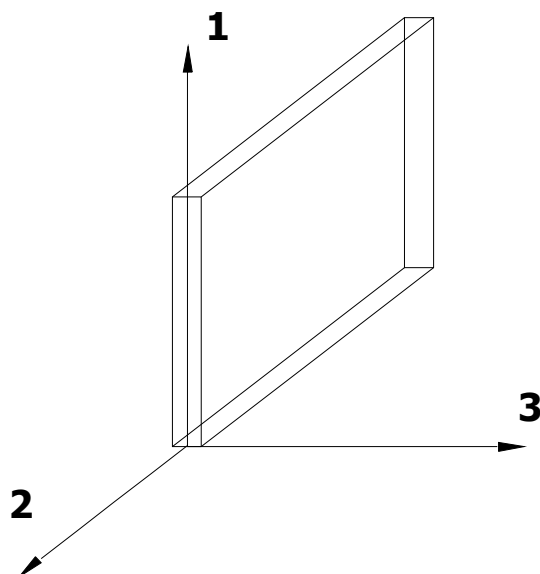
- asse 1 orientato dal nodo  $i$  al nodo  $j$ ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale  $Y$ ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale  $X$ .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano  $XY$  ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse  $X$ , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale  $Y$ ). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale  $Z$ .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione  $T1$ , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti  $T2$  e  $T3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente)  $M2$  e  $M3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente)  $M1$  agente lungo l'asse locale nel piano 1.

### **Riferimento locale per pareti**



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

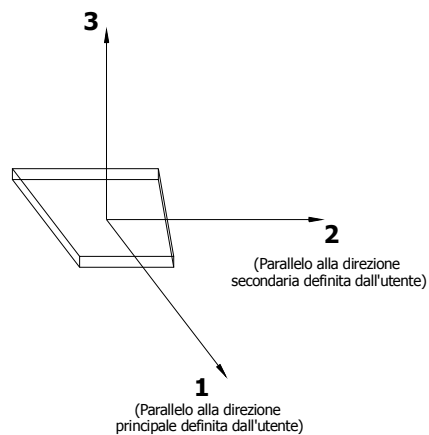
Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un

criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico. In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati. Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore. La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

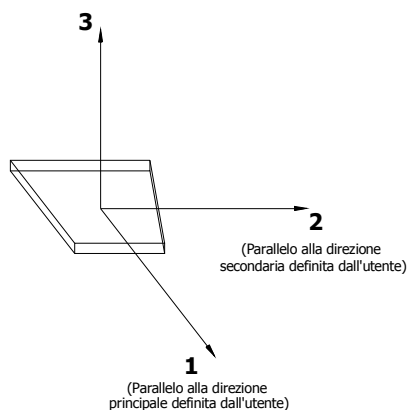
### Riferimento locale per solette



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

### Riferimento locale per platee



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema

di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

## **Modello di Calcolo**

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

Il vincolo offerto dai pali è del tipo incastro cedevole con rigidzze traslazionali in direzione X,Y,Z e rotazionali in X ed Y. In direz. Z la rigidzza rotazionale è trascurata. Il calcolo di tali rigidzze è effettuato in Z con un metodo geotecnico che tiene conto dello spessore deformabile, mentre le altre sono ricavate da relazioni riportate in EC8 parte 5 app.C.

## **Progetto e Verifica degli elementi strutturali**

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 17/01/2018.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il

minimo coefficiente di sicurezza.

## Verifiche di Resistenza

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 17 gennaio 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left( \frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

$M_{Ex}$ ,  $M_{Ey}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

$M_{Rx}$ ,  $M_{Ry}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie  $M_x$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , o la coppia  $M_x$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Il carico limite verticale dei pali è stato calcolato col metodo di Berezantzeev, tenendo conto della stratigrafia, delle condizioni del terreno (drenato/non drenato), se trattasi di pali con grosso diametro ( $>80$  cm), dell'eventuale presenza della falda e della riduzione dovuta agli effetti di interazione per gruppi di pali. Tale carico limite viene confrontato col valore massimo dell'azione verticale, che, nel caso di plinti su pali, viene calcolato tenendo conto della geometria effettiva del plinto e degli effetti di  $M_x$  ed  $M_y$  oltrechè  $F_z$ .

Il carico limite orizzontale viene invece ricavato secondo la metodologia indicata da Broms per pali vincolati in testa. Viene calcolata l'armatura principale e secondaria del palo rispettivamente a pressoflessione ed a taglio, il meccanismo di rottura del complesso palo-terreno (palo corto/medio/lungo) e l'eventuale profondità di formazione della cerniera plastica in caso di palo lungo.

Anche in tal caso l'azione orizzontale è quella massima calcolata tenendo conto della geometria del problema.

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in legno, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della

relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove  $R_d$  è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , di cui al § 11.7.1.1.

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

$k_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di  $k_{mod}$  sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al punto 4.4.8.1 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$C_S = R_d/S_d.$$

## 11.1 Verifiche di Resistenza

### 11.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 17/01/2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left( \frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

$M_{Ex}$ ,  $M_{Ey}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

$M_{Rx}$ ,  $M_{Ry}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie  $M_x$ ,  $N$ , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , o la coppia  $M_x$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

#### **11.1.1.2 Fondazioni superficiali**

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del carico limite sono esposti nella relazione sulle Fondazioni.

#### **11.1.2 Elementi in Legno**

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in **legno**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove  $R_d$  è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = (k_{mod} \cdot R_k) / \gamma_M;$$

dove:

$R_k$ : valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i

valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , di cui al par. 11.7.1.1.

$g_M$ : coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

$k_{mod}$ : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di  $k_{mod}$  sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al par. 4.4.8.1 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

#### **11.1.2.1 Verifiche di Instabilità**

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del par. 4.4.8.2 del D.M. 17/01/2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il par. 6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di

flessione.

Nei “*Tabulati di calcolo*”, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

#### **11.1.2.2 Verifiche di Deformabilità**

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$ , per le membrature. Il coefficiente  $k_{def}$  tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di  $k_{def}$  sono riportati nella Tab. 4.4.V.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale ( $u_{in}$ ) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale ( $u_{fin}$ ) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale  $u_{fin}$ , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

dove:

$u_{in}$  è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

$u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$  è la deformazione differita, nella quale:

$u'_{in}$ : deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

$k_{def}$ : coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel par. 6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei "Tabulati di calcolo".

## PROGETTAZIONE DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui principale funzione è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano.

La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solaio:

- Solai in getto pieno (Tipo I)
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II)
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III)

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai di tipo:

### Modello di calcolo

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado

di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)*.

Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati tabulati di calcolo.

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "Tabulati di Calcolo".