

# REGIONE ABRUZZO

Provincia dell'Aquila  
COMUNE DELL'AQUILA

## VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008

EDIFICIO "SCUOLA DELL'INFANZIA DI ARISCHIA"

Committente : COMUNE DELL'AQUILA

TAVOLA N.ro

1

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA  
STATO DI FATTO

DATA:

05/11/2017

Materiali

SCALA:

Revisione

SA.RO.Progettazioni Srl  
Via G.Garibaldi n.11 - 01033 Civita Castellana (VT)  
Tel. 0761514144 Fax 0761514144  
e-mail : saroprogettazioni@libero.it - saroprogettazioni@pec.it

Responsabile del progetto:  
Ing. Domenico Saviotti  
Ing. Angela Saviotti  
Ing. Adriano Saviotti





**Comune di L'Aquila  
Provincia di Provincia dell'Aquila**

**RELAZIONE TECNICA  
PER LA VALUTAZIONE DELLA  
SICUREZZA  
E DELLA VULNERABILITA' SISMICA  
DI EDIFICI ESISTENTI  
AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008**

**OGGETTO:** EDIFICIO "SCUOLA DELL'INFANZIA DI ARISCHIA"

**COMMITTENTE:** Comune dell'Aquila  
Civita Castellana, 23/10/2017

Il Progettista

\_\_\_\_\_

(...)

**SA.RO. PROGETTAZIONI SRL**

VIA GARIBALDI N. 11 - 01033 CIVITA CASTELLANA (VT)  
0761514144 - 3355495524 - 3339527017 - 3316104788  
saroprogettazioni@libero.it  
saroprogettazioni@pec.it





## 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda la verifica di Vulnerabilità Sismica dell'Edificio destinato a scuola dell'infanzia di "Arischia".

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

*"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*.

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

*"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

*"Norme tecniche per le Costruzioni"*.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.)

*"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008"*.

**Eurocodice 6** - *"Progettazione delle strutture di muratura"* - ENV 1996-1-1.

## 3 - LIVELLI DI CONOSCENZA, FATTORI DI CONFIDENZA E MATERIALI

### 3.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.



- **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

Per il presente fabbricato non è stato possibile reperire materiale inerente la realizzazione dello stesso.

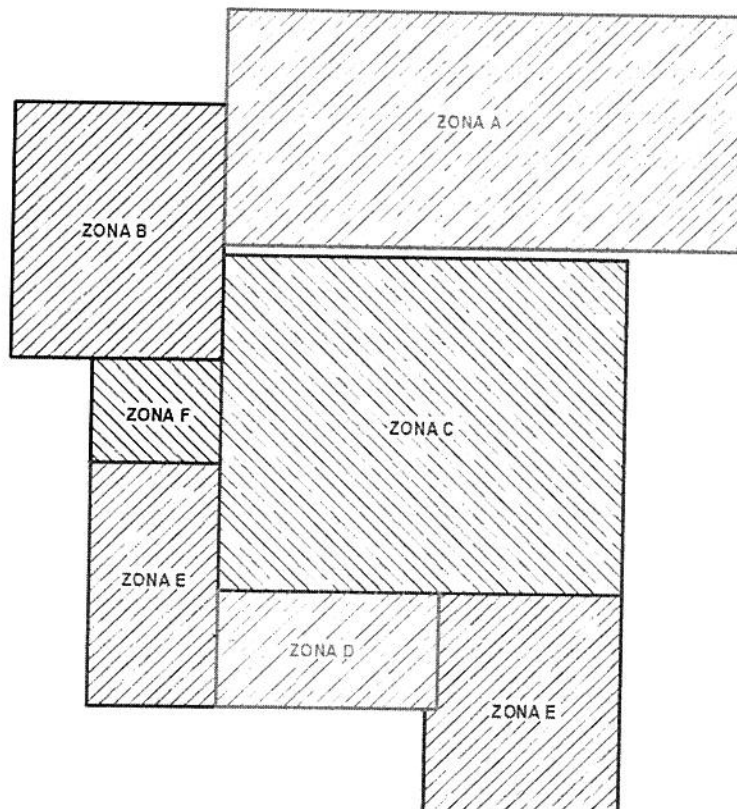
Di seguito si riporta la documentazione rinvenuta per l'Edificio oggetto della presente relazione.

- ✓ Relazione Geologica – Aprile 2017 redatta dalla GEOSOIL Geologia – Geotecnica – Geofisica, Piazza Caduti del Mare n. 33/35, 65126 Pescara
- ✓ Pianta dell'edificio in formato dwg fornita dal Comune dell'Aquila
- ✓ Relazione sulle Prove di carico statico ed accertamenti integrativi del 14/10/2009 effettuate dal Laboratorio Ricerche & Laboratori S.r.l. per la Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento Protezione Civile – Provveditorato Interregionale OO.PP. Lazio – Abruzzo – Sardegna – Sede coordinata L'Aquila

- **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi. Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

L'edificio della scuola dell'infanzia di Arischia è stata costruita in più fasi differenziate nel tempo schematizzabili nelle seguenti zone:



**Figura 1 – Suddivisione in zone della scuola dell'infanzia di Arischia**





La zona A si eleva su due piani fuori terra di superficie di circa mq 125,00 e di un piano seminterrato di superficie di circa mq 125,00. La struttura è realizzata in calcestruzzo, con solai di interpiano in latero cemento. Le fondazioni sono del tipo superficiale con travi di fondazione in c.a.. La copertura a falde è realizzata con solai in latero cemento.

Le altre zone si elevano su di un piano fuori terra ed hanno una superficie complessiva di circa mq 312,00. Le strutture sono realizzate in calcestruzzo, con solai di interpiano in latero cemento. Le fondazioni sono del tipo superficiale con travi di fondazione in c.a.. Le coperture, a falde è realizzata con solai in latero cemento. La struttura presenta dei giunti tecnici, alcuni dei quali sono stati poi eliminati con l'inserimento dei successivi elementi strutturali.

#### • **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono state valutate sulla base delle prove effettuate sulla struttura (Vedi "RELAZIONE SINTETICA SUI RISULTATI DI PROVA" redatta dalla Tecnocons, riportata in Allegato)

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulle GENERALITA' (par. C8.A.1.B.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui DATI RICHIESTI (par. C8.A.1.B.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui LIVELLI DI CONOSCENZA (par. C8.A.1.B.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617);

con riferimento alla Tabella C8A.1.2 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - par. C8.A.1.B.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - par. C8.A.1.B.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

**Livello di conoscenza** [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.  
**Fattore di confidenza** Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

Il livello di conoscenza LC2 infatti si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

Per gli edifici in c.a. è prevista una specifica quantità di provini da sottoporre a prove di laboratorio per ottenere il livello di conoscenza LC2, queste quantità sono normate secondo la Tabella C8A.1.3a (Circolare 02-02-2009 n. 617) di seguito riportata:

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio. 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio. 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio. 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.2

Le prove effettuate di cui alla Relazione allegata hanno fornito le seguenti caratteristiche dei materiali utilizzati.

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

### MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Le prove sclerometriche sul calcestruzzo hanno fornito una Resistenza a compressione cubica pari a 30 Mpa. Pertanto la classe del calcestruzzo utilizzato è riconducibile alla C25/30 delle NTC2008.

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub> [N/m <sup>3</sup> ]	α <sub>T,i</sub> [1/°C]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	C <sub>Erld</sub> [%]	Stz	R <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	R <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	Caratteristiche calcestruzzo armato				
											f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	N	n Ac
<b>ClS C25/30_B450C - (C25/30)</b>															
001	25,000	0.000010	31,447	13,103	60	F	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>Erld</sub></b>	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E <sub>sisma</sub> = E · C <sub>Erld</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>ctm</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

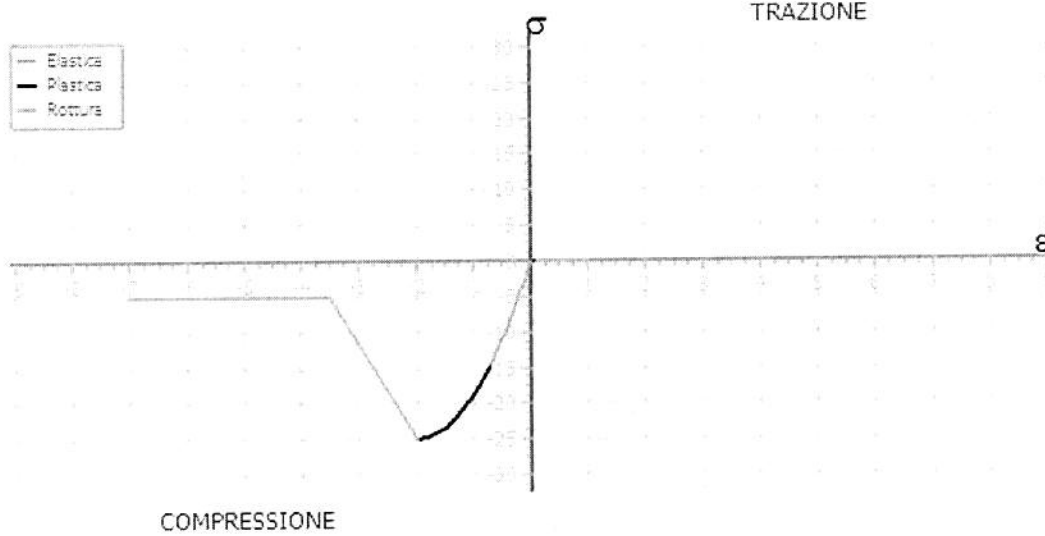
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub> [N/m <sup>3</sup> ]	α <sub>T,i</sub> [1/°C]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Stz	f <sub>yk,1</sub> / f <sub>yk,2</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>td</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	NCn t	γ <sub>M7</sub> Cnt
002	78,500	0.000010	210,00 0	80,769	F	450.00	-	391.30	-	1.15	-	-	-	-	-	-

#### LEGENDA:

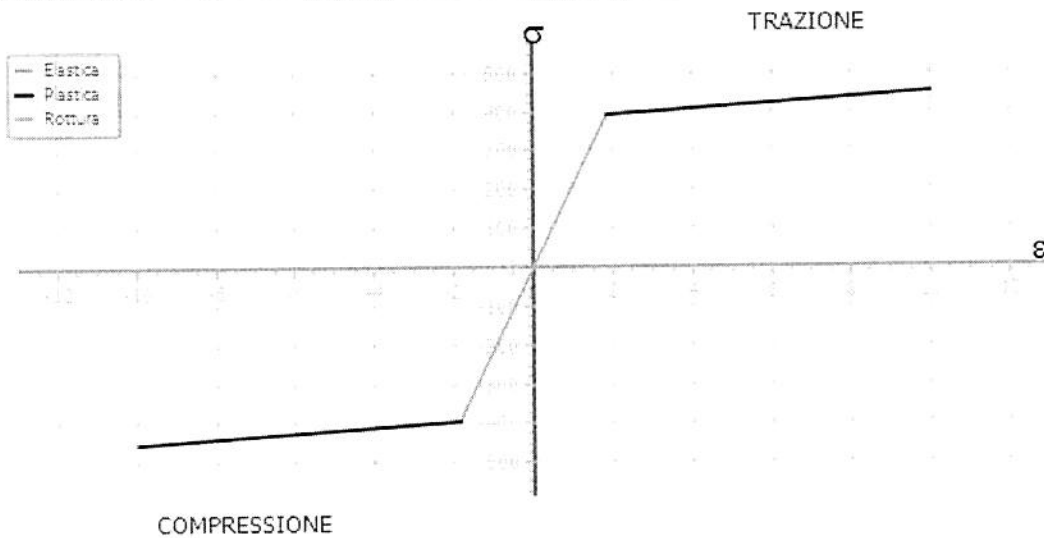
<b>N<sub>id</sub></b>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
<b>γ<sub>k</sub></b>	Peso specifico.
<b>α<sub>T,i</sub></b>	Coefficiente di dilatazione termica.
<b>E</b>	Modulo elastico normale.
<b>G</b>	Modulo elastico tangenziale.
<b>Stz</b>	Tipo di situazione: [F] = 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.
<b>γ<sub>M1</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
<b>γ<sub>M2</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
<b>γ<sub>M3,SLV</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
<b>γ<sub>M3,SLE</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
<b>γ<sub>M7</sub></b>	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
<b>f<sub>yk,1</sub></b>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
<b>f<sub>yk,2</sub></b>	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
<b>f<sub>yd,1</sub></b>	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
<b>f<sub>yd,2</sub></b>	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
<b>NOTE</b>	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

## MATERIALI CARATTERISTICHE NON LINEARI

N <sub>id</sub>	Fase Elastica				Fase Plastica				Materiali Caratteristiche non lineari Punto di Rottura			
	$\sigma_{Cmp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{Cmp}$ [‰]	$\sigma_{Trz}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{Trz}$ [‰]	$\sigma_{Cmp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{Cmp}$ [‰]	$\sigma_{Trz}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{Trz}$ [‰]	$\sigma_{Cmp}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{Cmp}$ [‰]	$\sigma_{Trz}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{Trz}$ [‰]
<b>Cls C25/30_B450C - (C25/30)</b>												
001	14.94	0.48	0.00	0.00	24.90	2.00	0.00	0.10	4.98	3.50	0.00	1.00



<b>Acciaio B450C - (B450C)</b>												
002	391.30	1.86	391.30	1.86	450.00	10.00	450.00	10.00	450.00	10.00	450.00	10.00



## 4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{S30}$ ) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test ( $N_{SPT}$ ), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B** [**B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti**].

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica redatta in data Aprile 2017 redatta dalla GEOSOIL Geologia – Geotecnica – Geofisica, Piazza Caduti del Mare n. 33/35, 65126 Pescara.

Stratigrafia	Descrizione litologica	Parametri geotecnici
0,8 m	Terreni superficiali e di riporto	$\gamma' = 1,85 - 1,90 \text{ t/m}^3$ $\varphi' = 26 - 28^\circ$ $c' = 0 \text{ t/m}^2$
3,2 m	Sabbie limose <i>Poco addensate</i>	$\gamma' = 1,65 - 1,90 \text{ t/m}^3$ $\varphi' = 25 - 28^\circ$ $c' = 0 - 0,1 \text{ t/m}^2$ $D_r = 25 - 30\%$ $M = 400 - 600 \text{ t/m}^2$
5,6 m	Ghiaie e sabbie <i>Addensate</i>	$\gamma' = 1,90 - 2,20 \text{ t/m}^3$ $\varphi' = 28 - 33^\circ$ $c' = 0 - 0,3 \text{ t/m}^2$ $D_r = 60 - 75\%$ $M = 1.300 - 2.000 \text{ t/m}^2$
	Ghiaie sabbiose <i>Molto addensate</i>	$\gamma' = 2,00 - 2,20 \text{ t/m}^3$ $\varphi' = 33 - 38^\circ$ $c' = 0 - 0,3 \text{ t/m}^2$ $D_r = 70 - 90\%$ $M = 3.500 - 5.000 \text{ t/m}^2$

$\gamma'$  = peso di volume;  $\varphi$  = angolo di attrito;  $c'$  = coesione;  $D_r$  = densità relativa;  $M$  = modulo edometrico

## 5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **D.M. 14/01/2008**.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

### ANALISI CARICHI

N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve [N/m <sup>2</sup> ]
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Doppia fodera 34cm (12+12)	Carico Permanente	Fodera esterna (12 cm) e fodera interna (12 cm)	1,920	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso	740		0	0
002	S	Scala	Scale	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	1,360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C2 - Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	4,000	0
003	S	Solaio sottotetto	Coperture	Peso Proprio	2,800		0		0	0
004	S	Tettoia	Coperture	Peso propio	1,500	Manto di tegole, intonaco inferiore	1,000	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 - Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	1,192
005	S	LatCem Cop.non acc. H20	Coperture	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2,800	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1,360	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 - Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	1,192
006	S	LatCem Scuole H20	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2,800	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2,300	Scuole (Cat. C1 - Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3,000	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.

## 6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
42.420611	13.343467	860

### 6.1 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	$a_g/g$	$F_0$	Parametri di pericolosità sismica					
			$T_c^*$ [s]	$C_c$	$T_b$ [s]	$T_c$ [s]	$T_0$ [s]	$S_s$
SLO	0.0979	2.344	0.278	1.42	0.132	0.395	1.992	1.20
SLD	0.1244	2.318	0.291	1.41	0.137	0.410	2.098	1.20
SLV	0.2995	2.382	0.355	1.35	0.160	0.480	2.798	1.11
SLC	0.3808	2.426	0.369	1.34	0.165	0.495	3.123	1.03

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione ( $a_g$ ) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura ( $q$ ).

Il Fattore di struttura  $q$  è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** ( $S_T$ ) pari a **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

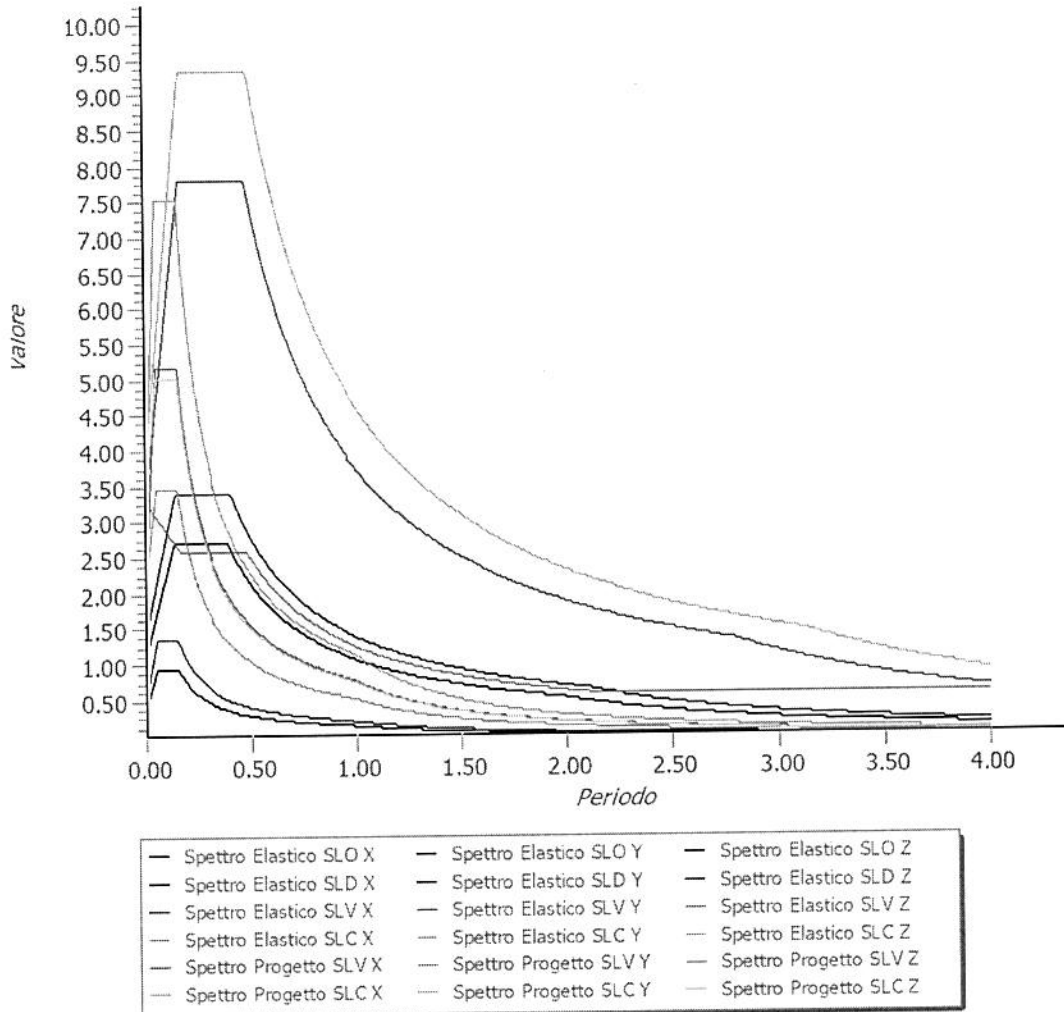
#### Verifica meccanismi "Duttili"

Fattore di Struttura ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **3.000**;  
 Fattore di Struttura ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **3.000**;  
 Fattore di Struttura ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.50**.

## Verifica meccanismi "Fragili"

Il fattore di struttura utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1,50**.  
Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



## 6.2 Metodo di Analisi

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 (**50**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	89.4
salvaguardia della vita	Y	93.3
salvaguardia della vita	Z	100.0

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*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^3}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

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 taglianti 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.

### 6.3 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

### 6.4 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

$E_{EdX}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

$E_{EdY}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$



dove:

$E_{Edx}$  e  $E_{Edy}$  sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

$E_{Edz}$  rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

## 6.5 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

## 7 - ANALISI STATICA NON LINEARE (PushOver)

Il calcolo è stato eseguito in Analisi Statica Non Lineare 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 conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità assiali, taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, muri, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento 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.

Il calcolo in Analisi Statica Non Lineare viene svolto nei seguenti passi:

- 1) Definizione di un legame costitutivo non lineare per i materiali, come sopra esposto.
- 2) Definizione dei carichi agenti sulla struttura; tali carichi sono costituiti dai carichi verticali, combinati secondo le indicazioni del par. 2.5.3, relazione (2.5.5), oppure del par. 3.2.4, relazione (3.2.16) del D.M. 14/01/2008, e da una distribuzione di forze orizzontali come rappresentativa del sisma.
- 3) Definizione di un Punto di Controllo per l'Analisi; tale punto di controllo può essere scelto automaticamente tra i nodi strutturali dell'ultimo piano, con le coordinate più prossime (eventualmente coincidenti) a quelle del baricentro delle masse di tale impalcato, oppure manualmente dall'utente.
- 4) Soluzione del sistema tridimensionale dell'edificio soggetto ai carichi definiti al punto 2); tale soluzione viene perseguita per 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e -Y) e per due distribuzioni di forze orizzontali (forze proporzionali alle masse e forze proporzionali al I Modo di vibrazione per la direzione considerata) per un totale di 8 Analisi Statiche Non Lineari. Alle 4 direzioni del sisma possono essere considerati anche i contributi dovuti alle eccentricità accidentali.
- 5) Per ognuna delle varie Analisi effettuate al punto 4 viene costruita la Curva di Capacità dell'Edificio, mettendo in ascissa il taglio alla base e sulle ordinate lo spostamento del Punto di Controllo; da tale Curva sono ricavate le caratteristiche di un Sistema a 1 Grado di Libertà equivalente e in particolare le grandezze Forza allo Snervamento e spostamento corrispondente imponendo l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite quindi la rigidità secante e la massa equivalente, si ricava il periodo del sistema a 1 Grado di Libertà; con tale Periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD), trasformate infine nelle domande del sistema reale.

Per quanto esposto al punto 4) è necessario preventivamente effettuare un calcolo in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008. 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.

## 8.1 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:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

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;
- $\gamma_{ar}$   $\gamma_{ar}$   $\gamma_D$  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/2008;
- $\psi_{0i}$  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 ( $Q_{k1}$  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:

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

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:

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

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
Categoria H - Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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 delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 14/01/2008.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

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.

## 8.2 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;
- $G_1$  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 tabella di cui allo SLV.

## 8.3 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. 14/01/2008 al par. 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- $G_{kj}$ : valore caratteristico della j-esima azione permanente;  
 $P_{kh}$ : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;  
 $Q_{ki}$ : 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	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 riportati 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.

## 9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 9.1 Denominazione

Nome del Software	<b>EdiLus</b>
Versione	40.00f
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85052350
Intestatario Licenza	SA.RO PROGETTAZIONI s.r.l.
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b> Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

### 9.2 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.

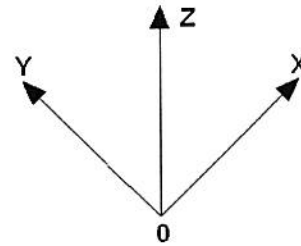
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

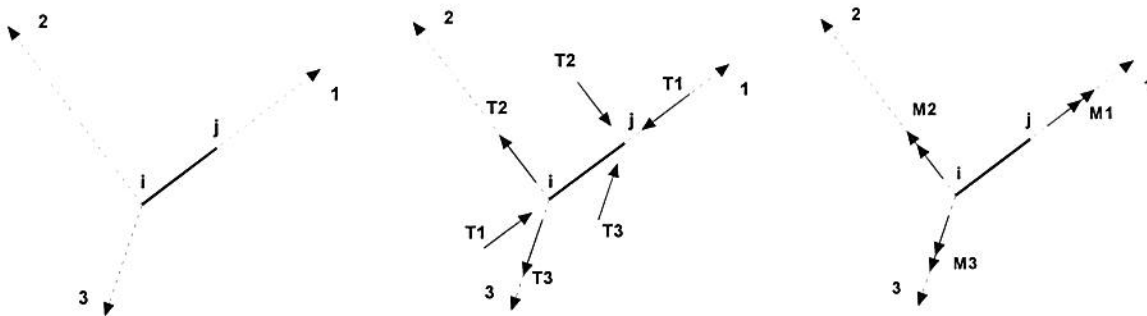
## 9.3 Sistemi di Riferimento

### 9.3.1 Riferimento globale

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



### 9.3.2 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.

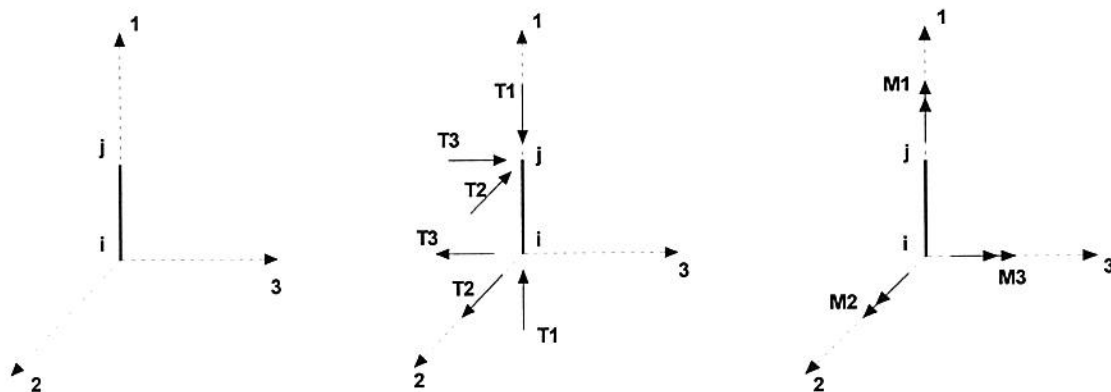
Definiti  $i$  e  $j$  (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo  $i$  così composto:

- 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:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione  $T_1$  (agente nella direzione  $i-j$ );
2. Sollecitazioni taglianti  $T_2$  e  $T_3$ , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 ( $M_2$  e  $M_3$ );
4. Sollecitazione torcente  $M_1$ .

### 9.3.3 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 Pilastrini 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:

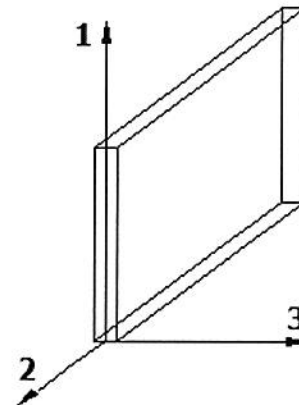
- una forza di trazione o compressione  $T_1$ , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti  $T_2$  e  $T_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente)  $M_2$  e  $M_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente)  $M_1$  agente lungo l'asse locale nel piano 1.

### 9.3.4 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.

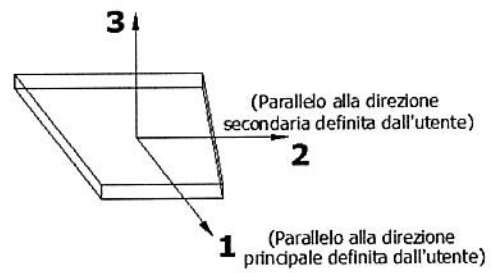
La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.



### 9.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea 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.

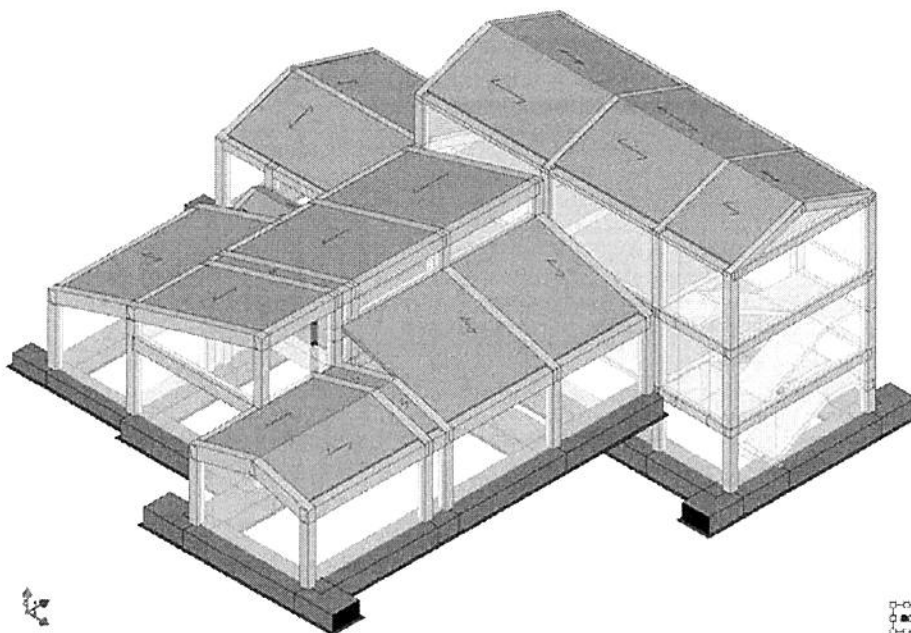


## 9.4 Modello di Calcolo

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

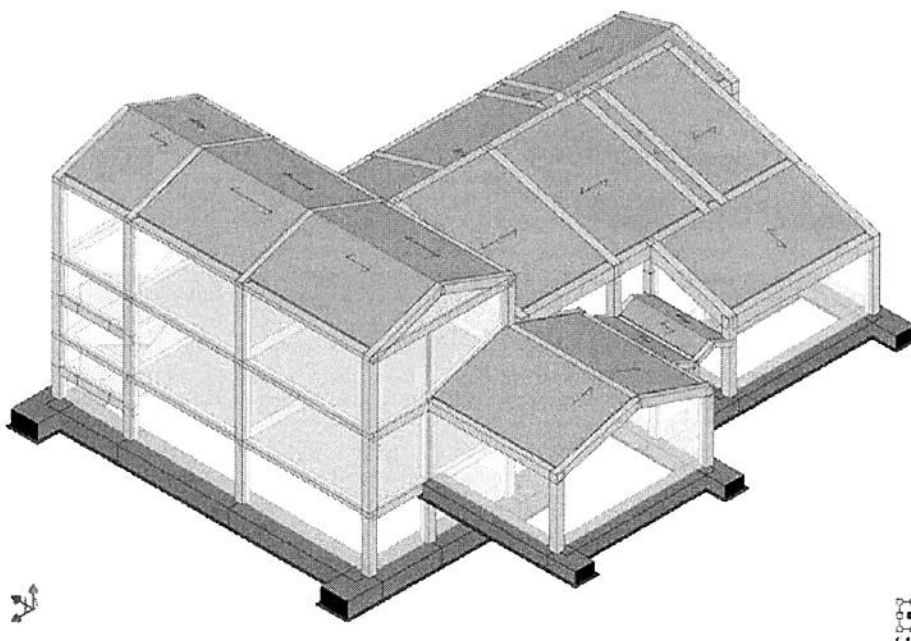
### Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $0, X, Y, Z$ , ha versore  $(1;1;-1)$



### Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale  $0, X, Y, Z$ , ha versore  $(-1;-1;-1)$



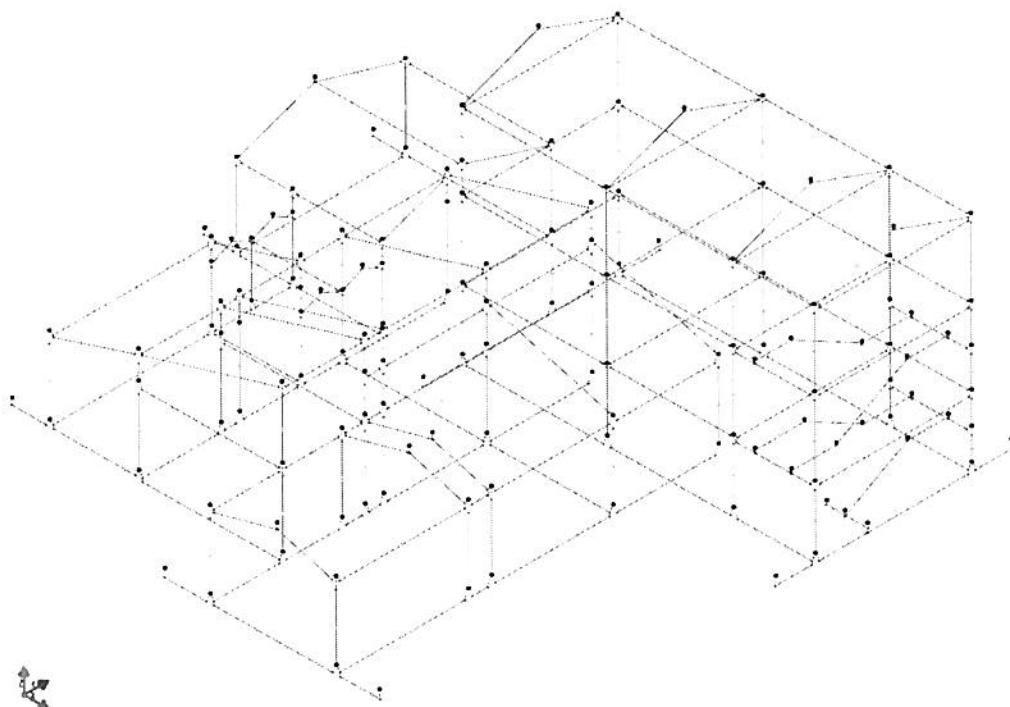
Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di

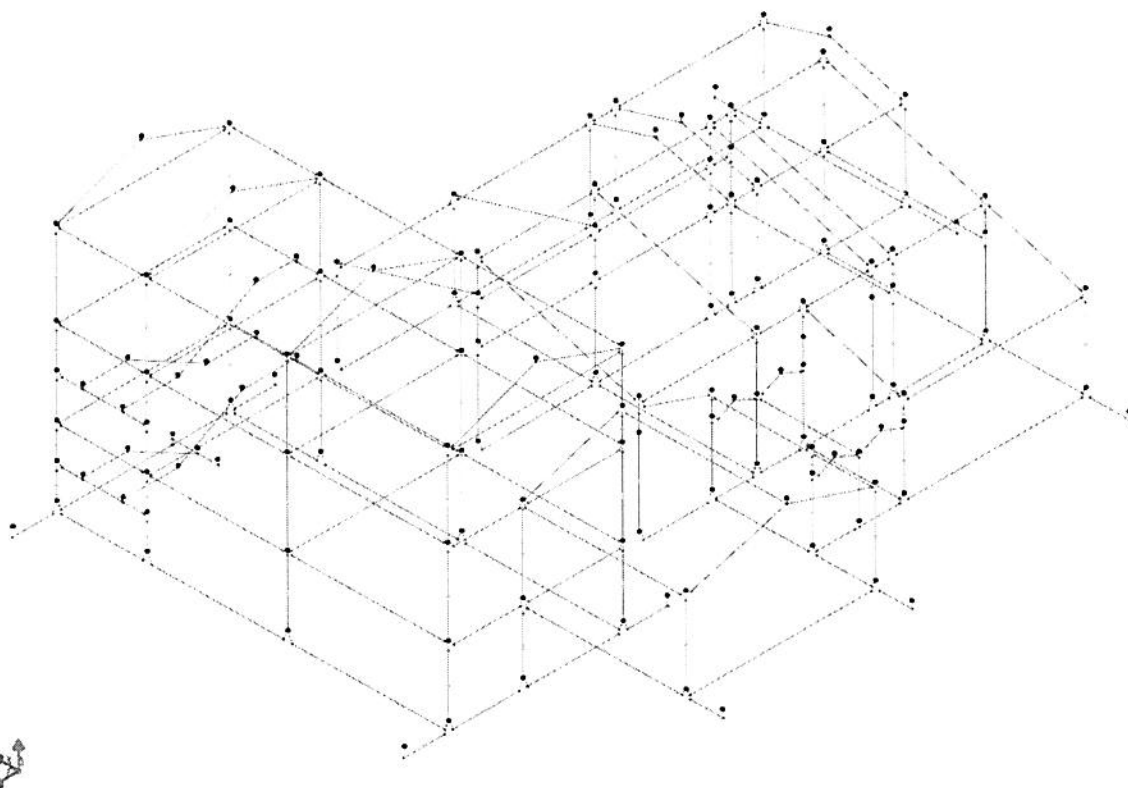
individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

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

### Vista Anteriore



### Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto

flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

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.

Per gli elementi monodimensionali (beam) in c.a., il comportamento non lineare del materiale è schematizzato con un modello a **plasticità diffusa**, utilizzando una modellazione a fibre per descrivere il comportamento flessionale mentre, per descrivere il comportamento tangenziale (taglio e torsione) vengono definiti dei diagrammi forza-spostamento per il taglio e momento-rotazione per la torsione.

Per portare in conto la non linearità di materiale è necessario definire compiutamente le caratteristiche degli elementi strutturali facendo intervenire anche le armature. Per gli elementi beam, essendo in genere le armature variabili lungo l'asse dell'elemento, è necessario considerare, nella costruzione della matrice di rigidità, che il beam ha una sezione variabile (non costante). Non potendo portare in conto con continuità tale variabilità di sezione, si scelgono un certo numero di sezioni nelle quali si definiscono le caratteristiche non lineari. Tra due successive sezioni i dati sono poi ricavati per interpolazione. In linea generale, la caratterizzazione non lineare dell'elemento avviene nel seguente modo:

- Suddivisione dell'elemento in 3 tratti, un tratto centrale e due tratti laterali; la somma della lunghezza dei tre tratti è pari a quella totale dell'elemento.
- Per ognuno dei tre tratti, vengono definite le caratteristiche delle due sezioni di estremità. Il SAP provvede a definire, in funzione del grado di precisione richiesta, nuove sezioni (dette sezioni di integrazione) tra queste di estremità. In tali sezioni di integrazione i dati sono ricavati per interpolazione.
- Per ogni sezione di estremità occorre definire il comportamento lineare/non lineare del materiale. Per la definizione non lineare si hanno a disposizione due strade:
  - *Comportamento a Fibre*: si definisce la curva caratteristica dei materiali (calcestruzzo e acciaio) costituenti l'elemento e la geometria della sezione (inclusi i dati delle armature). La sezione, a tale scopo, viene suddivisa in fibre (meshata nel suo piano). Questo modello permette di riprodurre esattamente l'interazione tra le componenti di *azione normale* (N) e *momento biassiale* ( $M_x$ ,  $M_y$ ). Nel riprodurre tale comportamento è possibile portare in conto anche il contributo del confinamento. Questo metodo rappresenta la schematizzazione più rigorosa ma anche la più onerosa per il tempo di calcolo richiesto.
  - Per quanto riguarda, invece, il *comportamento a taglio e torsione*, si fa ricorso alla definizione di specifici legami costitutivi relativi al comportamento che si vuole analizzare. Si introducono pertanto i diagrammi *Momento-Rotazione* per il comportamento torsionale o *Forza-Spostamento* per quello tagliante che descrivono il comportamento dell'elemento in funzione dello stato deformativo.

Per gli elementi bidimensionali (shell) sia in c.a. che in muratura, la non linearità del materiale (sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale) viene descritta tramite una stratificazione che opera lungo lo spessore dello shell. Con riferimento ad esempio ad una parete in c.a., lo shell viene descritto come formato dai seguenti strati:

- Uno strato di c.a. di spessore pari al copriferro.
- Uno strato di armature verticali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di armature orizzontali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di c.a. di spessore pari al totale dell'elemento meno 2 volte il copriferro.
- Uno strato di armature orizzontali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di armature verticali (l'armatura ha spessore nullo).
- Uno strato di c.a. di spessore pari al copriferro.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione dal legame costitutivo del materiale). Nel caso di strato di spessore

non nullo a comportamento non lineare il SAP provvede poi a suddividere ulteriormente lo strato in sottostrati per poter seguire più fedelmente il comportamento non lineare.

Gli elementi di fondazione (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

Gli elementi in acciaio per carpenterie metalliche e gli elementi in materiale generico sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

## 10 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. 14/01/2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel par. 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008;
- 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.

### 10.1 Verifiche di Resistenza

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica globale di sicurezza consiste (come indicato nel par. C7.3.4.1 della Circolare 02-02-2009 n. 617 e par. 7.8.1.6 del DM 14/01/2008) nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al par. 7.3.4.1 del D.M. 14/01/2008.

Per quanto riguarda la verifica allo SLV (SLU), si controlla che la domanda di spostamento - calcolata secondo la relazione (C7.3.7) oppure (C7.3.8) del par. C7.3.4.1 della Circolare 02-02-2009 n. 617 - sia inferiore alla capacità di spostamento dell'edificio (calcolata secondo le indicazioni del par. C7.3.4.1), letta in corrispondenza del massimo spostamento offerto dalla Curva di Capacità. Se tale verifica (Domanda  $\leq$  Capacità) risulta soddisfatta per tutte le Analisi effettuate, l'edificio è verificato allo SLV.

Per quanto riguarda le verifiche allo SLD (SLE), oltre alla condizione che la capacità di spostamento sia maggiore o uguale alla domanda di spostamento allo SLD, deve essere ulteriormente soddisfatta la verifica relativa agli spostamenti di interpiano; la struttura viene di nuovo analizzata, stavolta sotto l'azione di forze orizzontali tali da provocare uno spostamento del Punto di Controllo pari alla domanda di spostamento allo SLD; con gli spostamenti nodali calcolati in corrispondenza di tale sistema di forze orizzontali sono calcolati gli spostamenti di interpiano ed effettuata la relativa verifica.

#### 10.1.1 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. 14/01/2008, 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.

#### 10.1.1.1 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (*di Fatto*), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura  $q$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per  $q = 1.5$ , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel par. C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (*di Progetto*), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

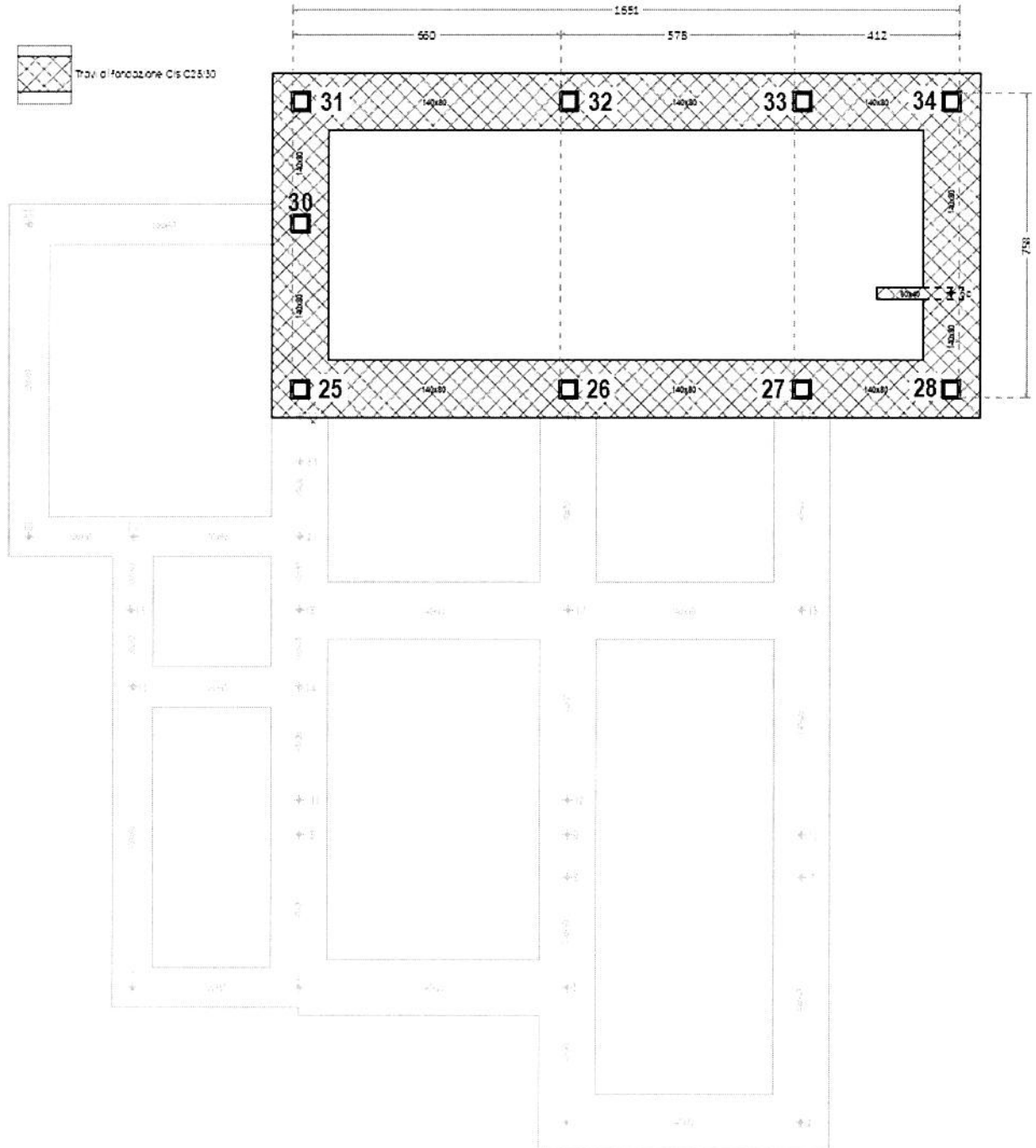
#### 10.1.1.2 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del *carico limite* sono esposti nei Tabulati di calcolo.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

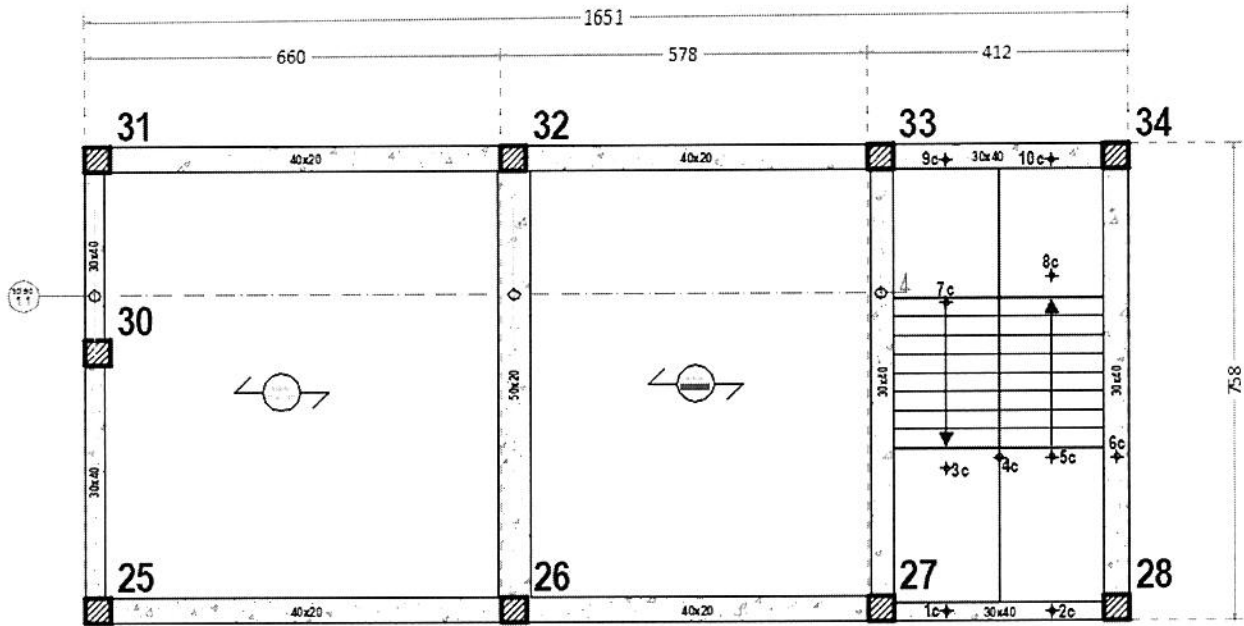
# 11 - PIANTE E ALLINEAMENTI STRUTTURALI ELEMENTI STRUTTURALI

FONDAZIONE quota -2,90 m






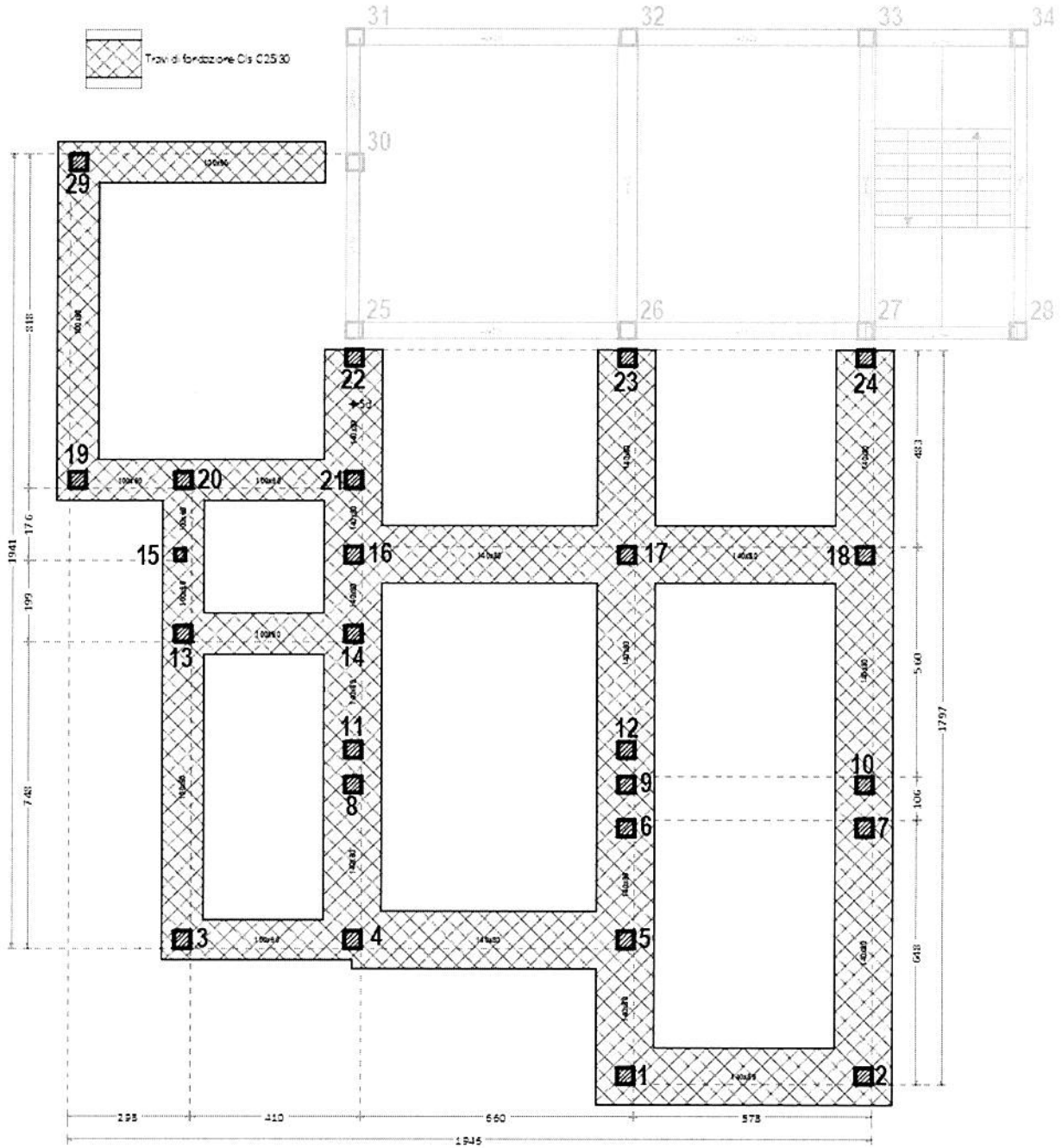
# PIANO SEMINTERRATO



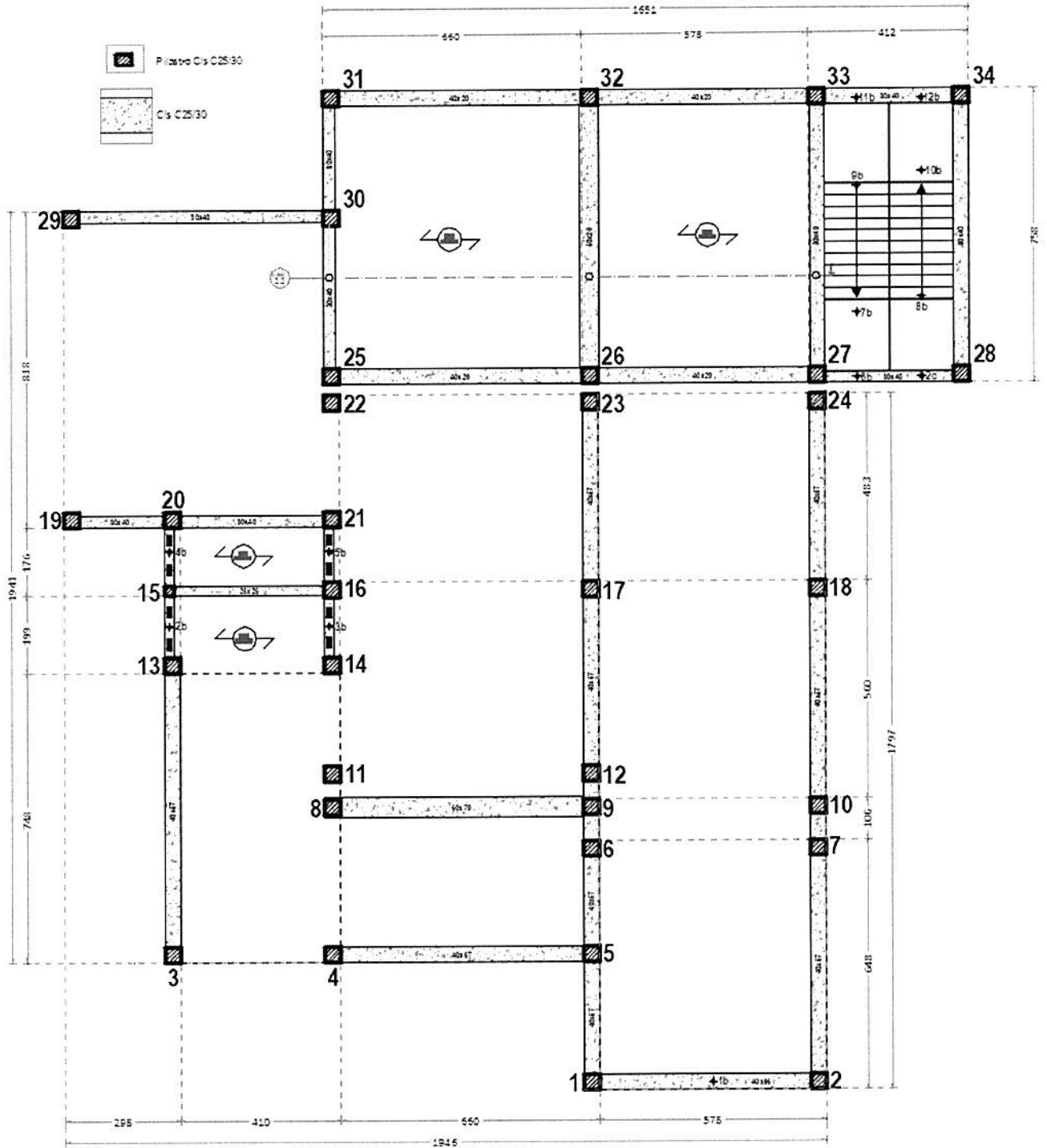
 Pilastro C15/C25/30

 C15/C25/30

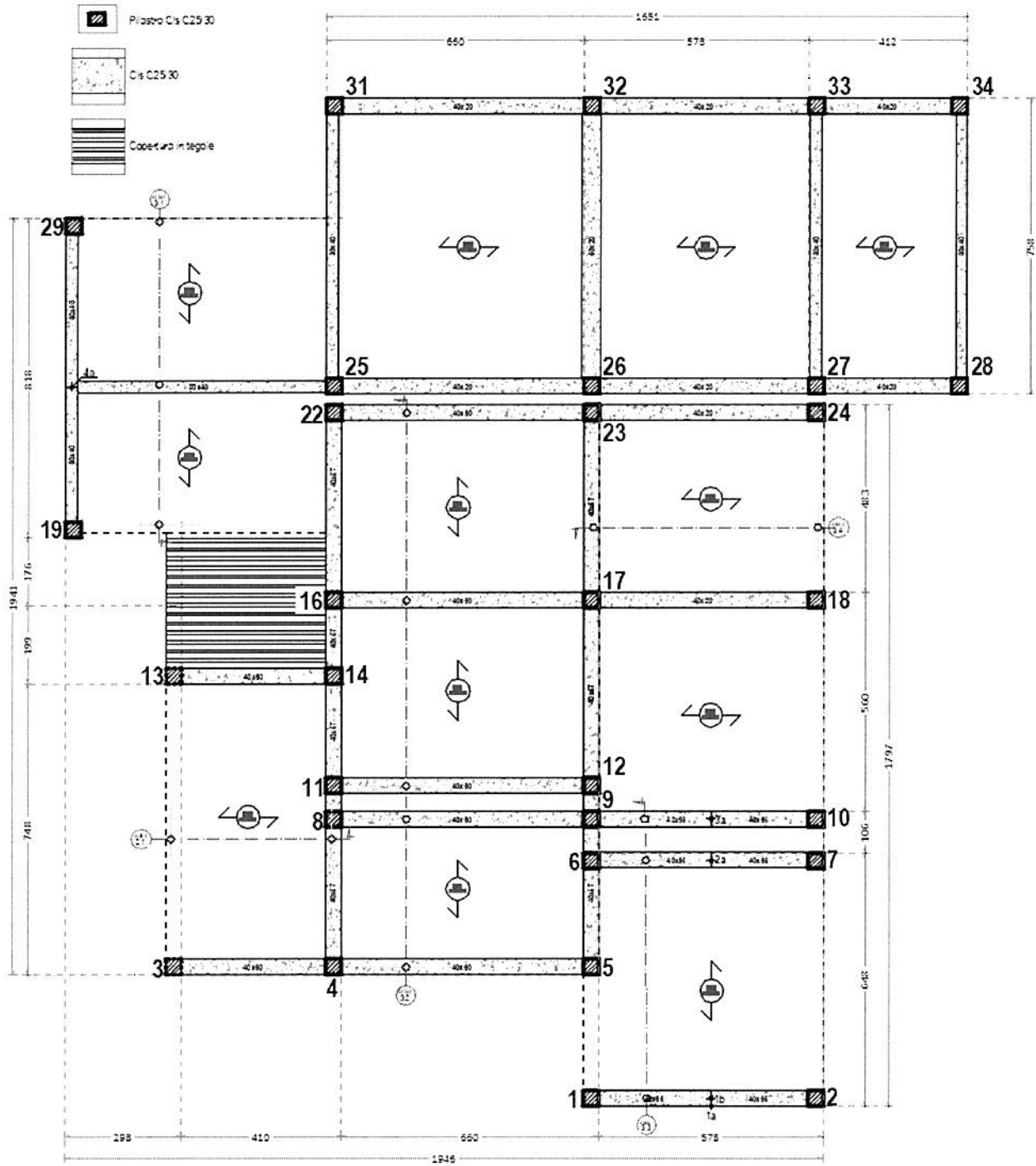
FONDAZIONE quota 0,00 m

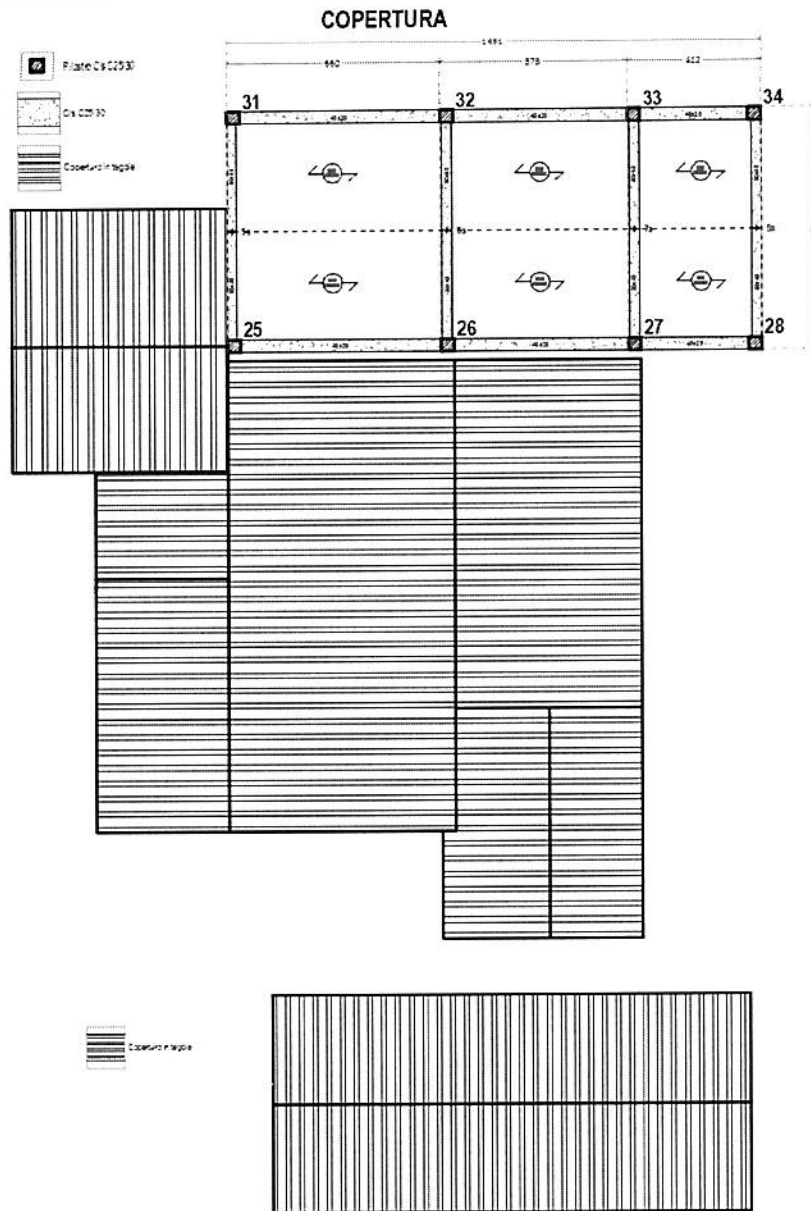


PIANO TERRA



PIANO PRIMO





---

## **12 - TABULATI DI CALCOLO**

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

## 13 - CRITICITA' RISCONTRATE DAI CALCOLI EFFETTUATI

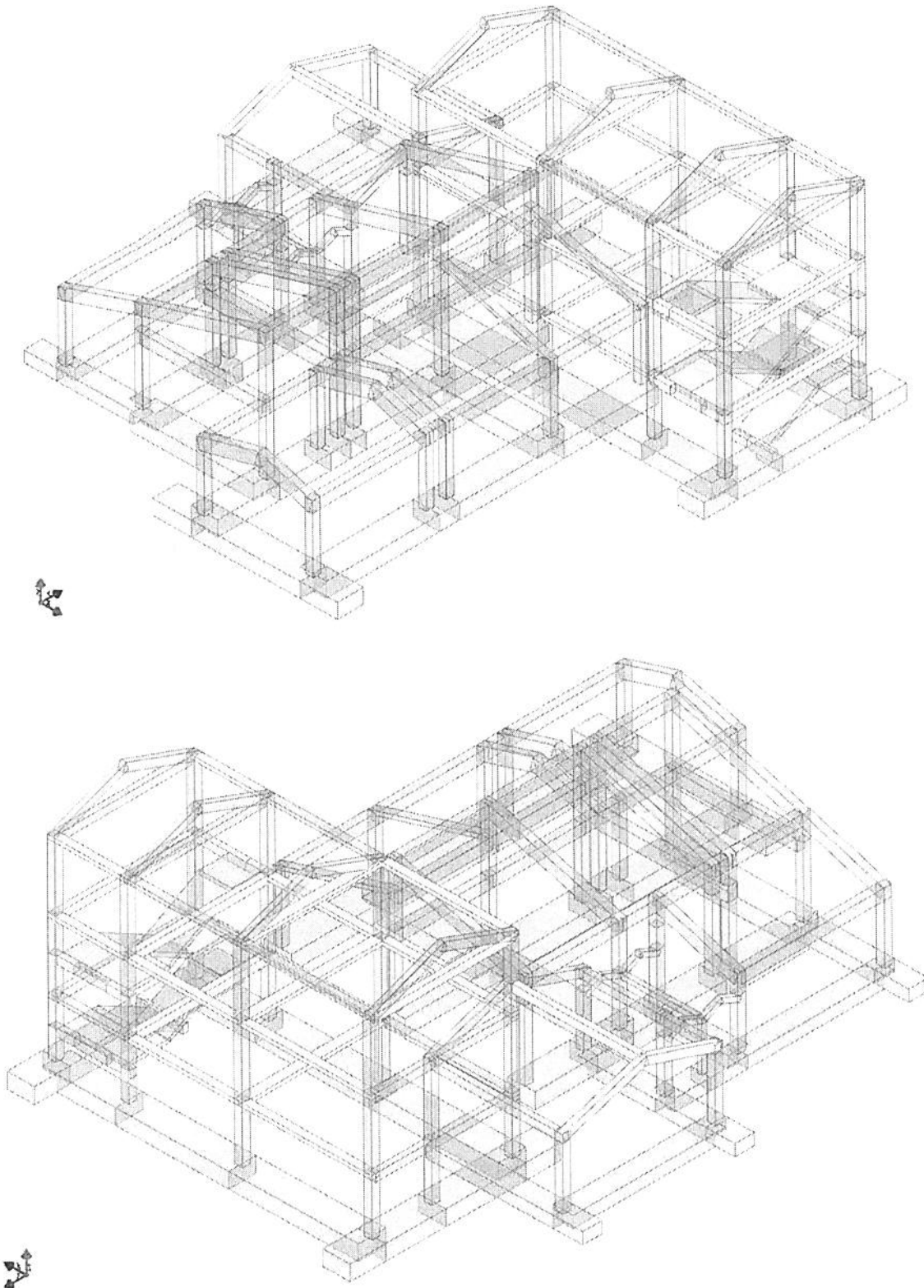


Figura 2 - Viste modello 3D con elementi in c.a. non verificati a pressoflessione retta SLU (IN GIALLO)

**PIANO SEMINTERRATO****TRAVI E PILASTRI NON VERIFICATI A Pressoflessione retta SLU:**

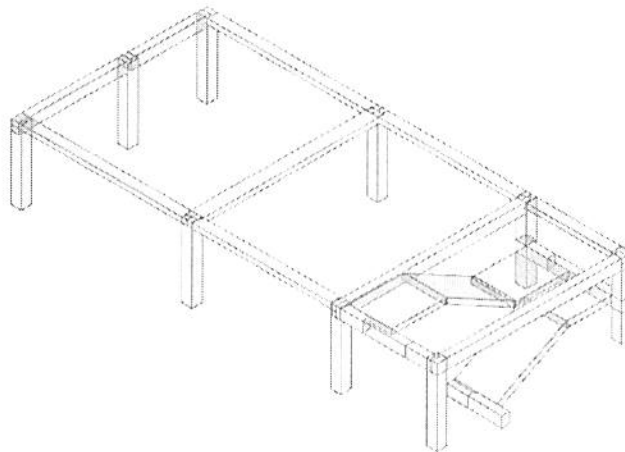
- Trave 31-32;
- Trave 32-33;
- Trave 26-32;
- Trave 27-33;
- Trave 26-27;
- Trave 28-34;
- Trave 5c-6c;
- Trave 27-1c;

**TRAVI E PILASTRI NON VERIFICATI A Pressoflessione deviata SLU:**

- Pilastro 34;
- Pilastro 33;
- Pilastro 27;
- Pilastro 28;

**TRAVI E PILASTRI NON VERIFICATI A Taglio SLU:**

- |  |   |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pilastro 27;</li> <li>• Pilastro 28;</li> <li>• Pilastro 33;</li> <li>• Pilastro 34;</li> <li>• Trave 26-32;</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Trave 27-1c;</li> <li>• Trave 2c-28;</li> <li>• Trave 33-9c;</li> <li>• Trave 10c-34;</li> <li>• Trave 5c-6c;</li> </ul> |
|--|---|



**Figura 7 - Vista modello 3D con elementi in c.a. non verificati al Piano Seminterrato (IN GIALLO)**



## 14 – ACCELERAZIONI DI COLLASSO

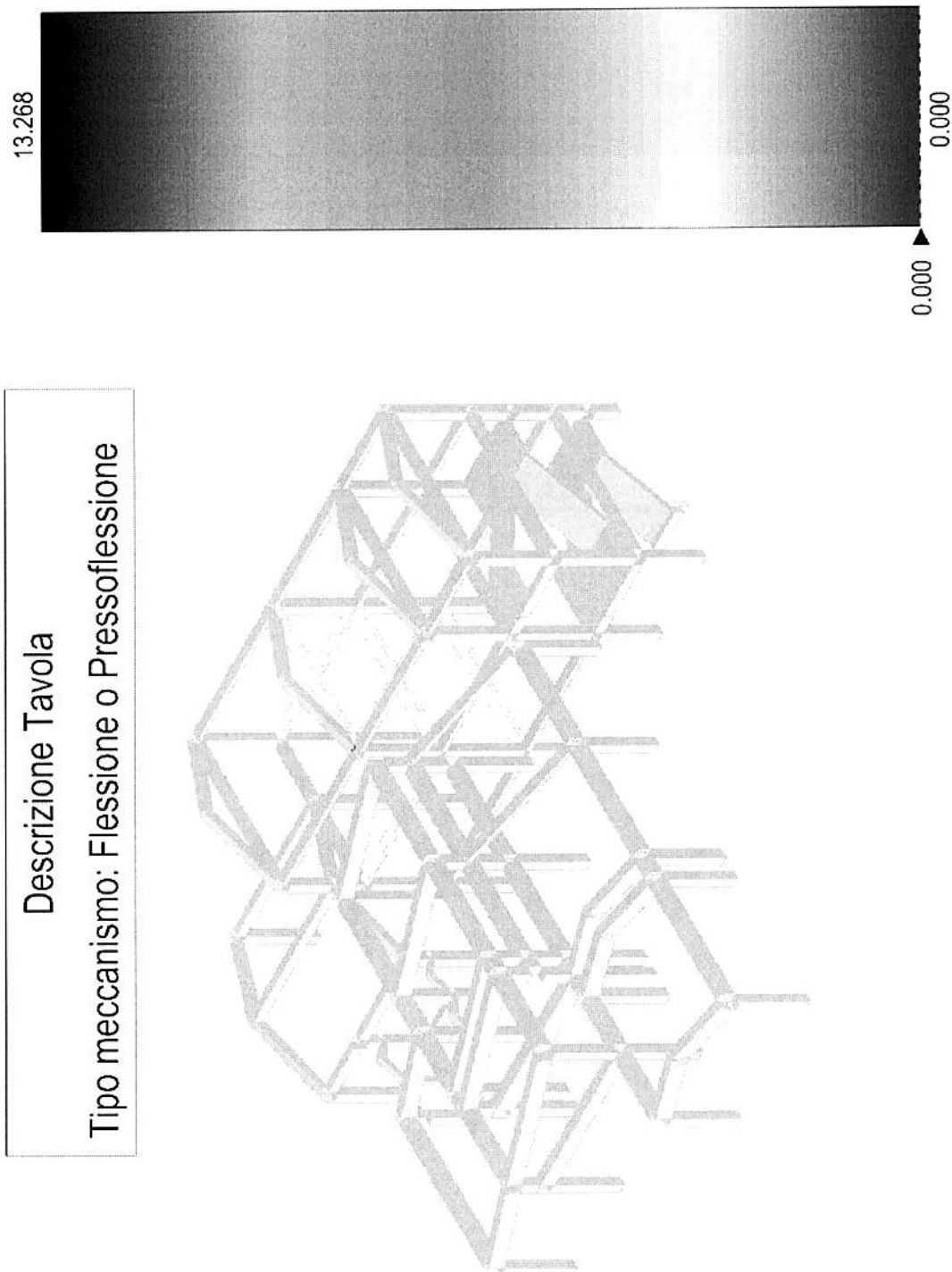


Figura 8 - Vista modello 3D delle accelerazioni di collasso nulle (IN BIANCO)

## 15 - CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile	
			PGA <sub>c</sub> [a <sub>g</sub> ]	T <sub>RC</sub> [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.1461	71
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.3561	859
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.0000	0
SLV	Taglio	CA	0.0000	0
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0000	0

### LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

**Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

**Materiale** Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.

**Tipo di rottura** Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.

**PGA<sub>c</sub>** Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA<sub>c</sub>=0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica  $[G_k + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{k,i})]$ . Se PGA<sub>c</sub>=NS -> Non significativo per valori di PGA<sub>c</sub> >= 1000.

**T<sub>RC</sub>** Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno  $[= T_{RD} \cdot (PGA_c / PGA_D)^{\eta}]$  con  $\eta = 1/0,41$ .

## 16 - DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Stato Limite	PGA <sub>D</sub> [a <sub>g</sub> ]	Domanda - Entità dell'azione sismica attesa	
		T <sub>RD</sub> [anni]	
SLO	0.1175		45
SLD	0.1493		75
SLV	0.3338		712
SLC	0.3924		1462

### LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

**Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.

**PGA<sub>D</sub>** Domanda in termini di accelerazione al sito ( $S_T \cdot S_T \cdot a_g/g$ ).

**T<sub>RD</sub>** Domanda in termini di periodo di ritorno.

## 17 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Stato Limite	α <sub>PGA</sub>	Indicatori di rischio sismico	
		α <sub>TR</sub>	
SLD	0.979		0.978
SLV	0.000		0.000

### LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

**Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

**α<sub>PGA</sub>** Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione:  $PGA_c / PGA_D$  - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

**α<sub>TR</sub>** Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno:  $(T_{RC} / T_{RD})^{0,41}$  - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

## 16 – CONCLUSIONI

Dall'analisi strutturale dell'edificio in oggetto "Scuola dell'infanzia Arischia", emerge che parte degli elementi strutturali presenti, sottoposti alle sollecitazioni di pressoflessione retta, pressoflessione deviata e taglio agli SLU non sono verificate.

Nello specifico gli elementi strutturali che non risultano verificati alla sollecitazione di pressoflessione retta agli SLU sono principalmente quegli elementi che risiedono nella "ZONA A" dell'edificio.

Dai rilievi strutturali è infatti emerso che nella suddetta zona sono presenti delle travi a spessore delle dimensioni in sezione pari a cm 50 x cm 20 e di luce pari a m 7,20 disposte internamente al piano e su cui grava l'azione di due solai. Le travi appena citate sono anche le maggiori responsabili dell'annullamento delle accelerazioni di collasso in quanto esse, per come sono state concepite, esauriscono tutta la loro capacità per i soli carichi statici.

Sempre in riferimento alla "ZONA A" per quanto concerne le travi perimetrali esse sono state ipotizzate a spessore e della larghezza della tamponatura presente in quanto, in fase di rilievo, non sono state rilevate travi di bordo lungo il perimetro dell'edificio.

Anche questi elementi risultano sottodimensionati rispetto alle caratteristiche del problema dell'edificio in oggetto.

Per quanto riguarda la sollecitazione di pressoflessione deviata agli SLU, gli elementi strutturali che non risultano verificati sono i pilastri posti in varie zone dell'edificio e che risultano carenti di armatura apposta al loro interno.

Infine per la sollecitazione di taglio agli SLU gli elementi strutturali che non risultano verificati presentano carenze di infittimento delle staffature sui nodi.

Queste condizioni riducono la capacità della struttura di assorbire le accelerazioni dovute al sisma e comportano un indice di rischio sismico nullo.

Gli interventi proposti riguardano:

- Ripristino del giunto tecnico tra la Zona A e le restanti zone dell'edificio;
- Installazione di una nuova colonna in acciaio nella Zona A in corrispondenza della mezzera della trave a spessore in c.a. delle dimensioni in sezione pari a 50 x 20 cm, il pilastro sarà dotato di un nuovo plinto di fondazione in c.a.
- Interventi di rinforzo dei nodi in c.a. attraverso il confinamento con fasciature FRP;
- Interventi di rinforzo dei pilastri in c.a. attraverso incamicatura e calastrellatura in acciaio;
- Interventi di rinforzo delle travi in c.a. attraverso placcaggio in FRP;

Tale soluzione viene predisposta come da elaborati allegati.

