



# CITTA' DI ALIFE

Provincia di Caserta

Piazza della Liberazione n.1 - Cap 81011- Tel. 0823.1586016-

P.I.V.A. : 01794300614 - C.F. : 82000320612



## VERBALE DI DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA COMUNALE

N. 18 del 02/3/2023

Oggetto: Realizzazione asilo nido in località "Totari".

L'anno **duemilaventitre**, il giorno 2, del mese di **MARZO** dalle ore 13,55, in seguito a convocazione disposta dal Sindaco, nella sala delle adunanze del Comune di Alife, si è riunita la Giunta Comunale nelle persone dei sigg:

Nominativo	Ruolo	Presente	Assente
Avv. Maria Luisa DI TOMMASO	Sindaco	X	
Enrico PALMIERI	Vice-Sindaco		X
Caterina GINOCCHIO	Assessore	X	
Luigi ZAZZARINO	Assessore	X	
Annamaria MORELLI	Assessore	X	

Totale Presenti : <u>4</u>	Totale Assenti: <u>1</u>
----------------------------	--------------------------

Partecipa alla seduta il segretario Comunale **Dott.ssa Carmela Petrillo**.

Il Presidente, nella persona dell'**Avv. Maria Luisa DI TOMMASO** in qualità di Sindaco, dichiarata aperta la seduta per aver constatato il numero legale degli intervenuti, passa alla trattazione dell'argomento di cui all'oggetto.



## LA GIUNTA COMUNALE

### considerato che

- sono in corso numerosi bandi i quali mettono a disposizione le risorse economiche per il raggiungimento di tali finalità , tra cui quello a valere sui **fondi PNRR** , attivato da parte del **Ministero dell' Istruzione , missione 4 , componente 1 , investimento 1.1** e relativo agli **asili nido** ;
- l' Amministrazione intende procedere alla candidatura di un progetto che finanzi interamente l' iniziativa di cui sopra ;

### evidenziato che

- l' Ente deve munirsi di una progettualità tale da poter avere maggiori punteggi in graduatoria ;
- allo scopo, e considerato il breve tempo a disposizione , l' Ente ha deciso di munirsi di un livello di progettazione preliminare , per come definito dal Codice degli Appalti , di redazione da parte dell' Ufficio tecnico ;
- tale progetto è stato redatto , conformemente alle aspettative dell'Amministrazione e soprattutto in conformità dei parametri tecnici evidenziati dal bando ;

**dato atto che** il Responsabile Unico del Procedimento, ai sensi del D.Lgs. 50/2016 è l'ing. Antonio Rapuano:

### rilevato che

- il progetto è composto dagli allegati tecnici ed economici previsti , ed allo stesso è stato assegnato il CUP: F96F22000150006;
- **la spesa** ammonta ad **Euro 587.277,00** secondo il quadro economico seguente :

Lavori di demolizione e ricostruzione dell'edificio scolastico Totari da destinare ad asilo nido			
A	lavori e sicurezza	importo	
a.1	Importo lavori al netto della sicurezza	€ 450.000,00	
a.2	Oneri per la sicurezza non soggetti a ribasso	€ 11.250,00	
	<b>Totale lavori comprensivi degli oneri per la sicurezza</b>		<b>€ 461.250,00</b>
B	Somme a disposizione		
b.1	Spese tecniche relative alla progettazione, alle necessarie attività preliminari, nonché al coordinamento della sicurezza in fase di progettazione, alla direzione lavori e al coordinamento della sicurezza in fase di esecuzione, incentivi UTC.	€ 47.251,30	
b.2	Incentivi UTC	€ 9.450,00	
b.3	Imprevisti	€ 11.263,04	
b.4	IVA su imprevisti (10%)	€ 1.126,30	
b.5	IVA su lavori e sicurezza (10%)	€ 46.125,00	
b.6	IVA + Inarcassa su b.1 (22%) + (4%)	€ 10.811,00	
	<b>Totale somme a disposizione</b>		<b>€ 126.027,00</b>
	<b>Totale Investimento</b>		<b>€ 587.277,00</b>

- tutte le risorse saranno messe a disposizione dal Ministero a valere sui fondi PNRR ;
- **ACQUISITI** i pareri positivi di regolarità tecnica e contabile resi sul medesimo provvedimento ai sensi degli artt. 49 e 147 bis del D. lgs. 267/2000;

Tanto premesso,

A votazione unanime legalmente resa,



DELIBERA

- di approvare il progetto preliminare approntato dall' Ufficio Tecnico;
- di dare atto che il Responsabile Unico del Procedimento, ai sensi del D.Lgs. 50/2016, è l'ing. Antonio Rapuano;
- di dare mandato al RUP incaricato di procedere alla candidatura del progetto in questione sulla piattaforma dedicata del Ministero;
- di demandare agli uffici competenti gli adempimenti conseguenti;

Stante l'urgenza, con successiva votazione unanime, legalmente resa

DELIBERA

- di dichiarare il presente atto immediatamente esecutivo .

**Letto, approvato e sottoscritto**

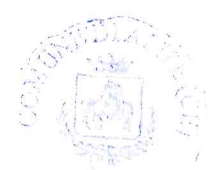
**Il Segretario Generale**

*Dott.ssa Carmela Petrillo*



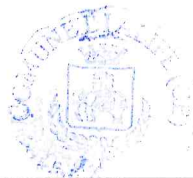
**IL Sindaco**

*Avv. Maria Luisa Di Tommaso*



Pareri allegati alla Deliberazione di Giunta n. 18 del 02/3/23

Oggetto: Realizzazione asilo nido in località "Totari"



**Il Responsabile del servizio**

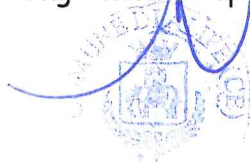
Visto l'articolo 49 comma 1 del testo unico degli enti locali in merito alla regolarità tecnica

**Esprime il seguente parere :**

la proposta di deliberazione

è regolare dal punto di vista tecnico;

Il Resp. Area Tecnica  
Ing Antonio Rapuano



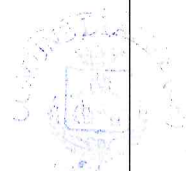
**Il Responsabile del servizio**

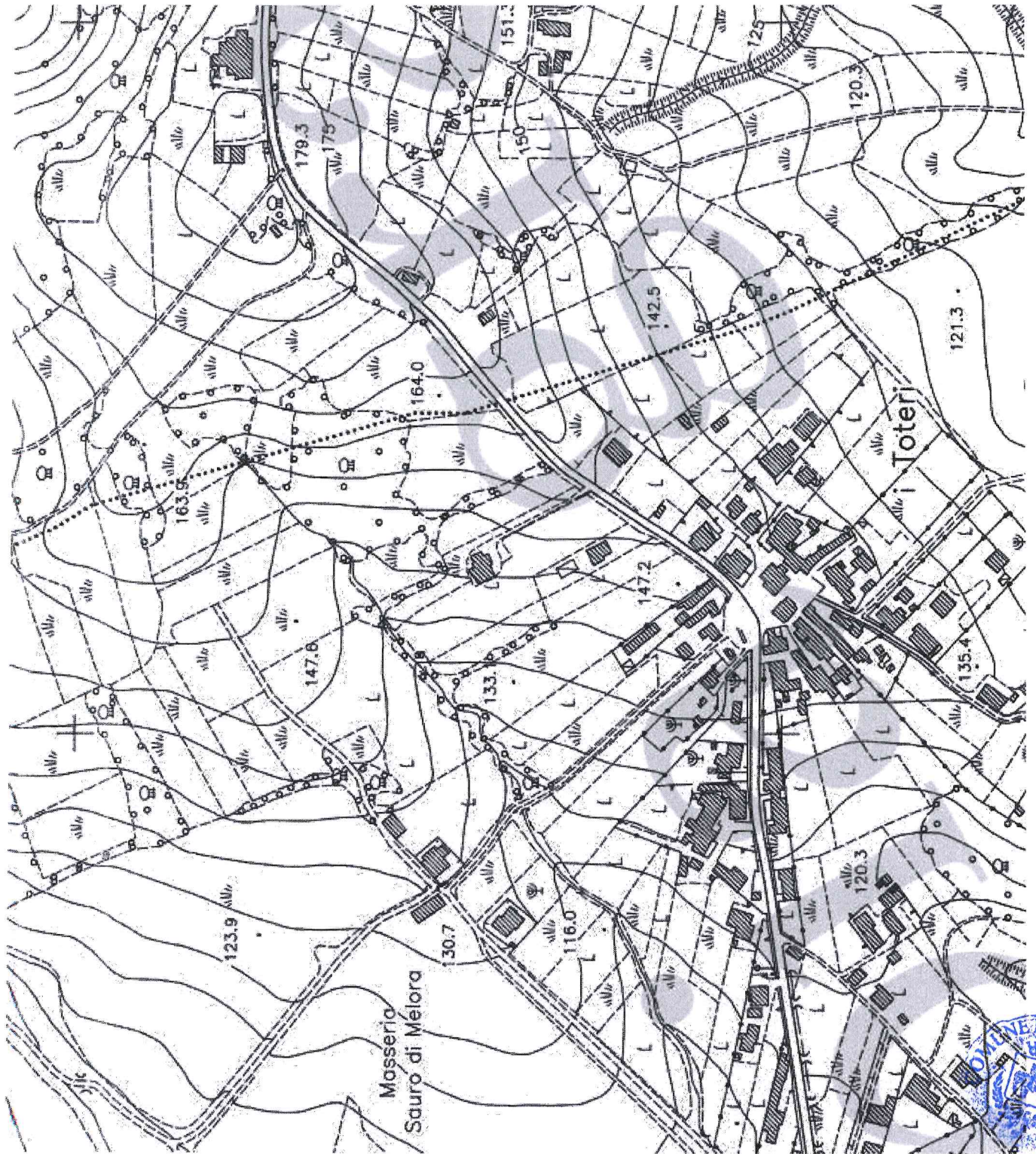
Visto l'articolo 49 comma 1 del testo unico degli enti locali in merito alla regolarità finanziaria

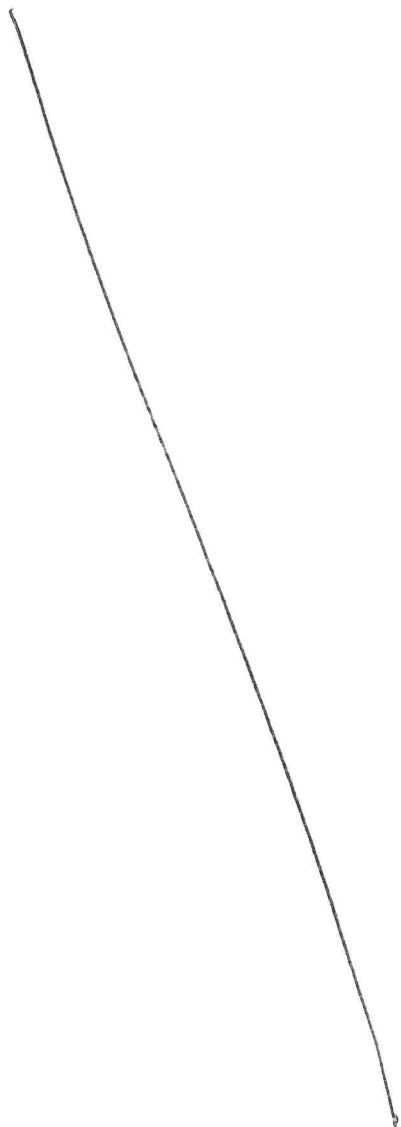
**Esprime il seguente parere :**

è regolare dal punto di vista finanziario;

Il Resp. Area Finanziaria F.F.  
Ing Antonio Rapuano







## Visura attuale per soggetto

Situazione degli atti informatizzati al 23/03/2022

Dati della richiesta

Fabbricati siti nel comune di ALIFE (A200) provincia CASERTA - Limitata al foglio: 44



**Soggetto richiesto:**  
COMUNE DI ALIFE

Totali immobili: di catasto fabbricati 1



**Immobile di catasto fabbricati -**  
n.1



**Causali di aggiornamento ed annotazioni**

### > Dati identificativi

Comune di **ALIFE (A200) (CE)**  
• Foglio 44 Particella 306  
Partita: 1951

COSTITUZIONE del 16/03/1991 in atti dal 31/08/1995  
(n. 342/A.1/1991)

### Particelle corrispondenti al catasto terreni

Comune di **ALIFE (A200) (CE)**  
Foglio 44 Particella 306

### > Indirizzo

CONTRADA TOTARI Piano S1 - T

COSTITUZIONE del 16/03/1991 in atti dal 31/08/1995  
(n. 342/A.1/1991)

### > Dati di classamento

Rendita: **Euro 934,27**  
Rendita: **Lire 1.809.000**  
Categoria **B/5<sup>a</sup>**, Classe **U**, Consistenza **1005 mc**

CLASSAMENTO del 16/03/1991 in atti dal 13/08/1998  
(n. 342/A.1/1991)



**Direzione Provinciale di Caserta**  
**Ufficio Provinciale - Territorio**  
**Servizi Catastali**

> **Dati di superficie**

Totale: **238 m<sup>2</sup>**

Superficie di impianto pubblicata il 09/11/2015  
Dati relativi alla planimetria: data di presentazione  
16/03/1991, prot. n. 3420A

---

> **Intestazione attuale dell'immobile n. 1 - totale righe intestati: 1**

> **1. COMUNE DI ALIFE**

Diritto di: Proprieta' (deriva dall'atto 1)

1. COSTITUZIONE del 16/03/1991 in atti dal  
31/08/1995 (n. 342/A.1/1991)

---

> **Totale Parziale**

**Catasto Fabbricati**

Immobili siti nel comune di ALIFE (A200)

Numero immobili: **1** Rendita: **euro 934,27** Superficie: **1005 m<sup>3</sup>**

---

> **Totale generale**

**Catasto Fabbricati**

Totale immobili: **1** Rendita: **euro 934,27** Superficie: **1005 m<sup>3</sup>**

**Catasto Terreni**

Totale immobili: **0**

---

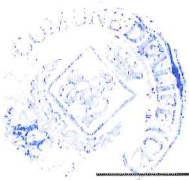
*Visura telematica*

*Tributi speciali: Euro 0,90*

---

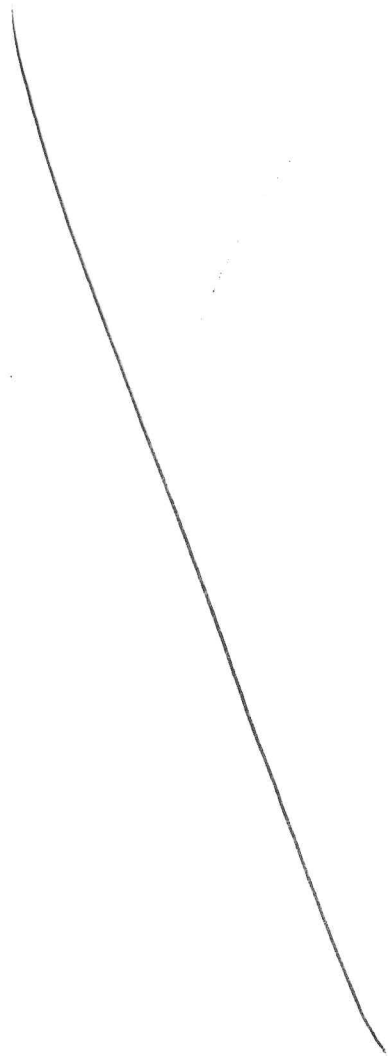
*Legenda*

*a) B/5: Scuole e laboratori scientifici*

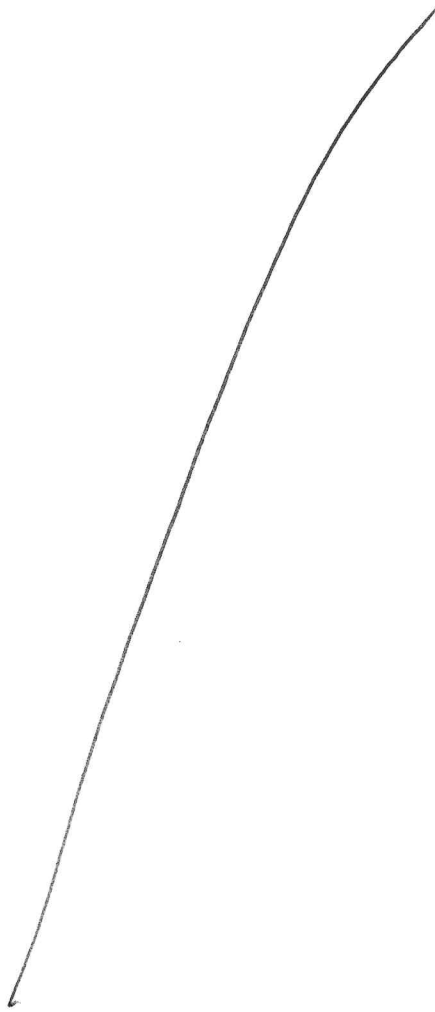














# NUOVO CATASTO EDILIZIO URBANO

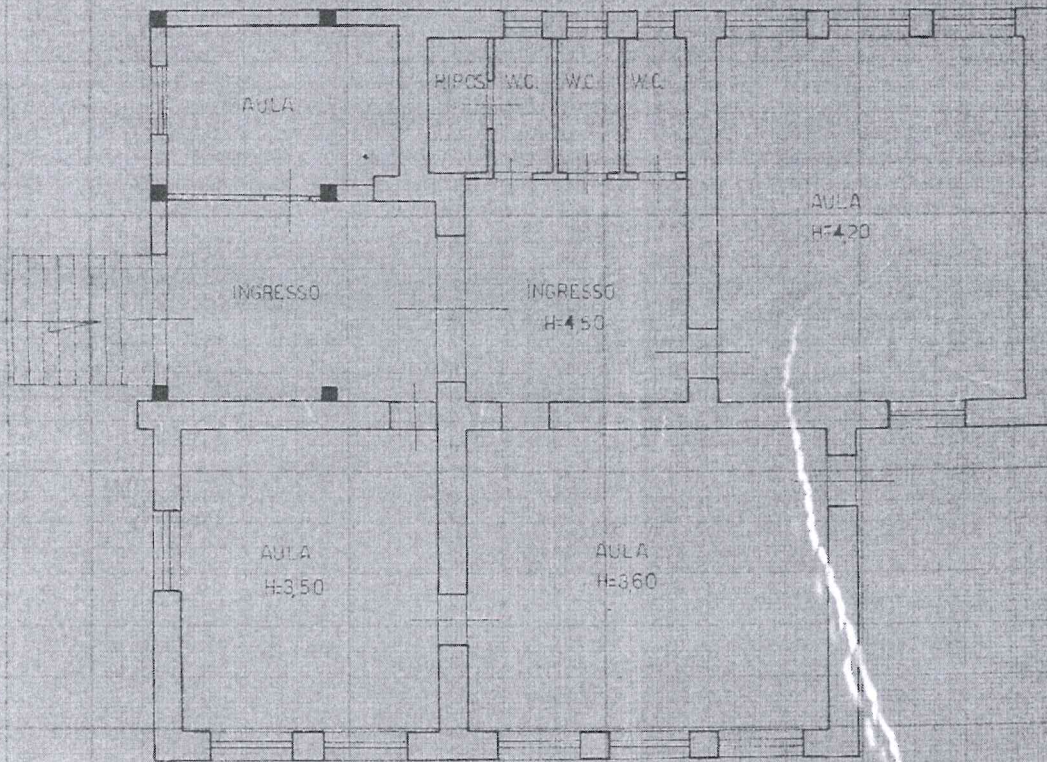
(A. DECRETO LEGGE 13 APRILE 1979, N. 652)

Planimetria dell'immobile situato nel Comune di **ALIFE** Via **TOTARI**

Ditta **COMUNE DI ALIFE** (SCUOLA ELEMENTARE TOTARI)

Allegata alla dichiarazione presentata all'Ufficio Tecnico Erariale di **CASERTA**

## PIANTA PIANO RIALZATO



ORIENTAMENTO



SCALA DEI: 100

SPAZIO RISERVATO PER LE ANNOTAZIONI D'UFFICIO

DATA  
PROT. N°

E 44 Particella 306

Compilata dal GEOMETRA ANTONIO  
DE MARCO

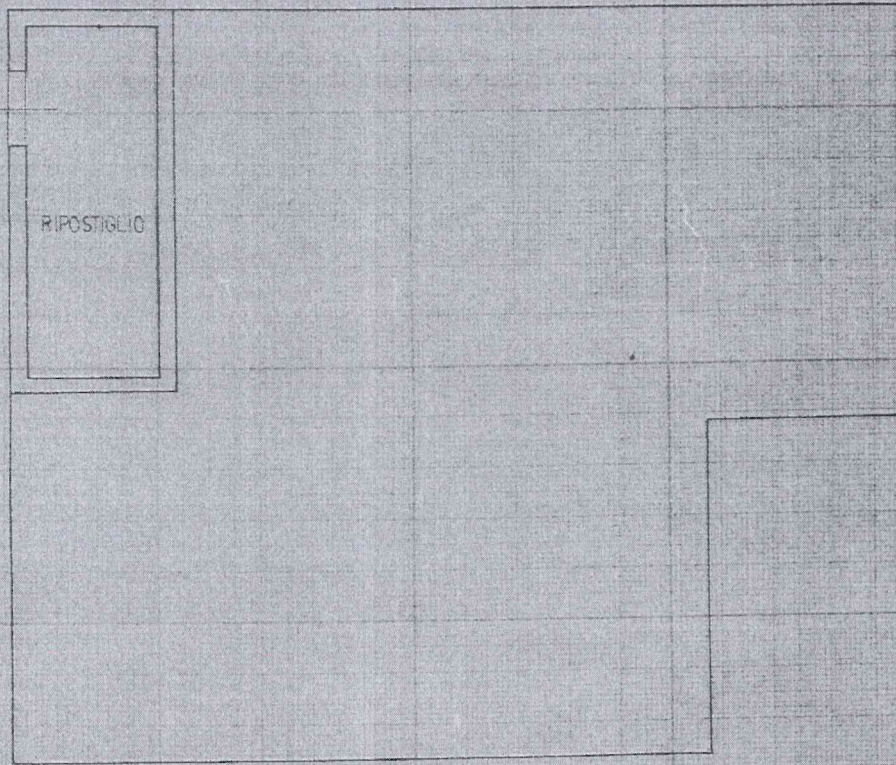
Iscritto all'Albo dei GEOMETRI  
della Provincia di CASERTA

DATA 10 OTT. 1990

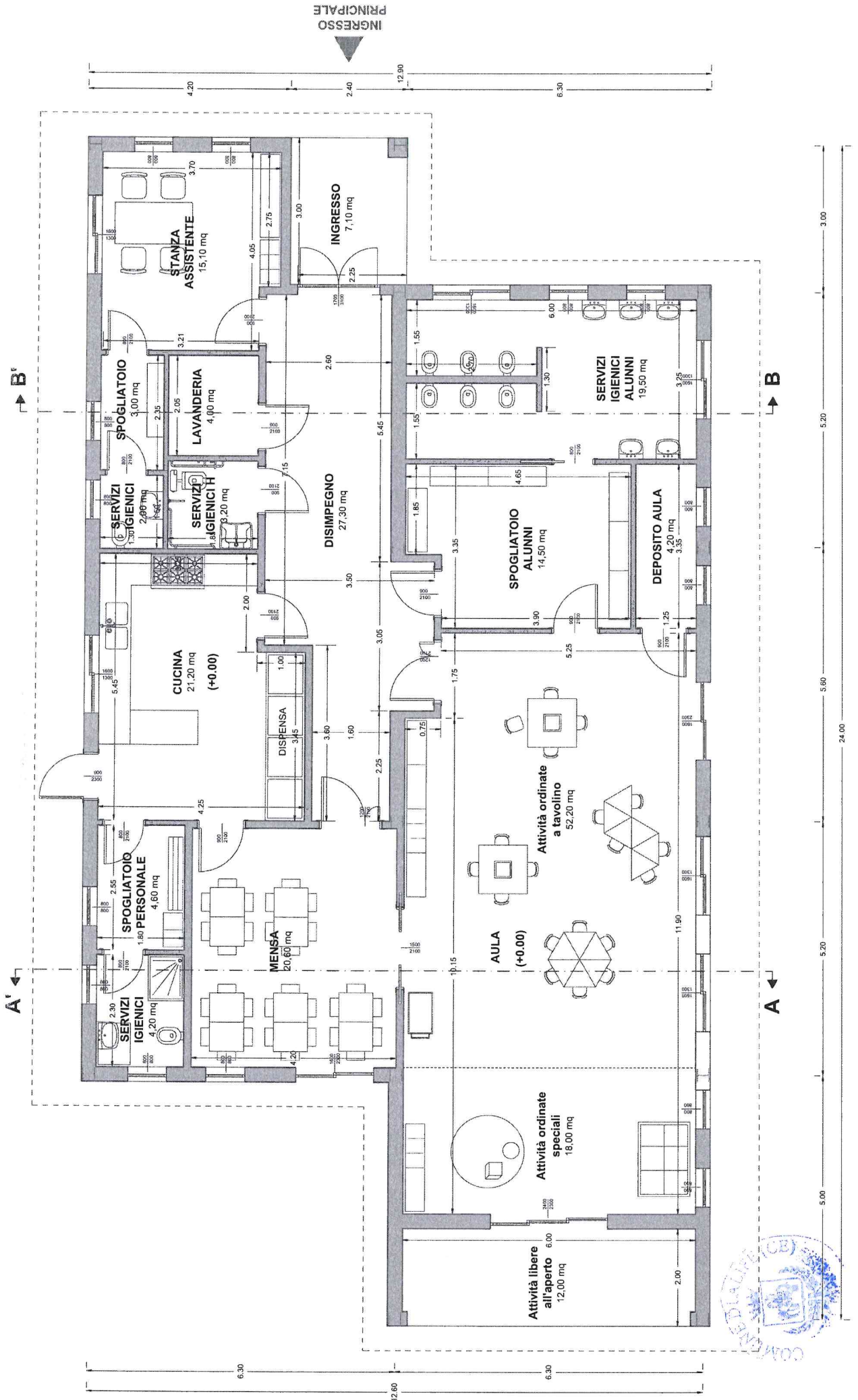
Firma: ANTONIO DE MARCO



PIANTA PIANO SEMINTERRATO H-200

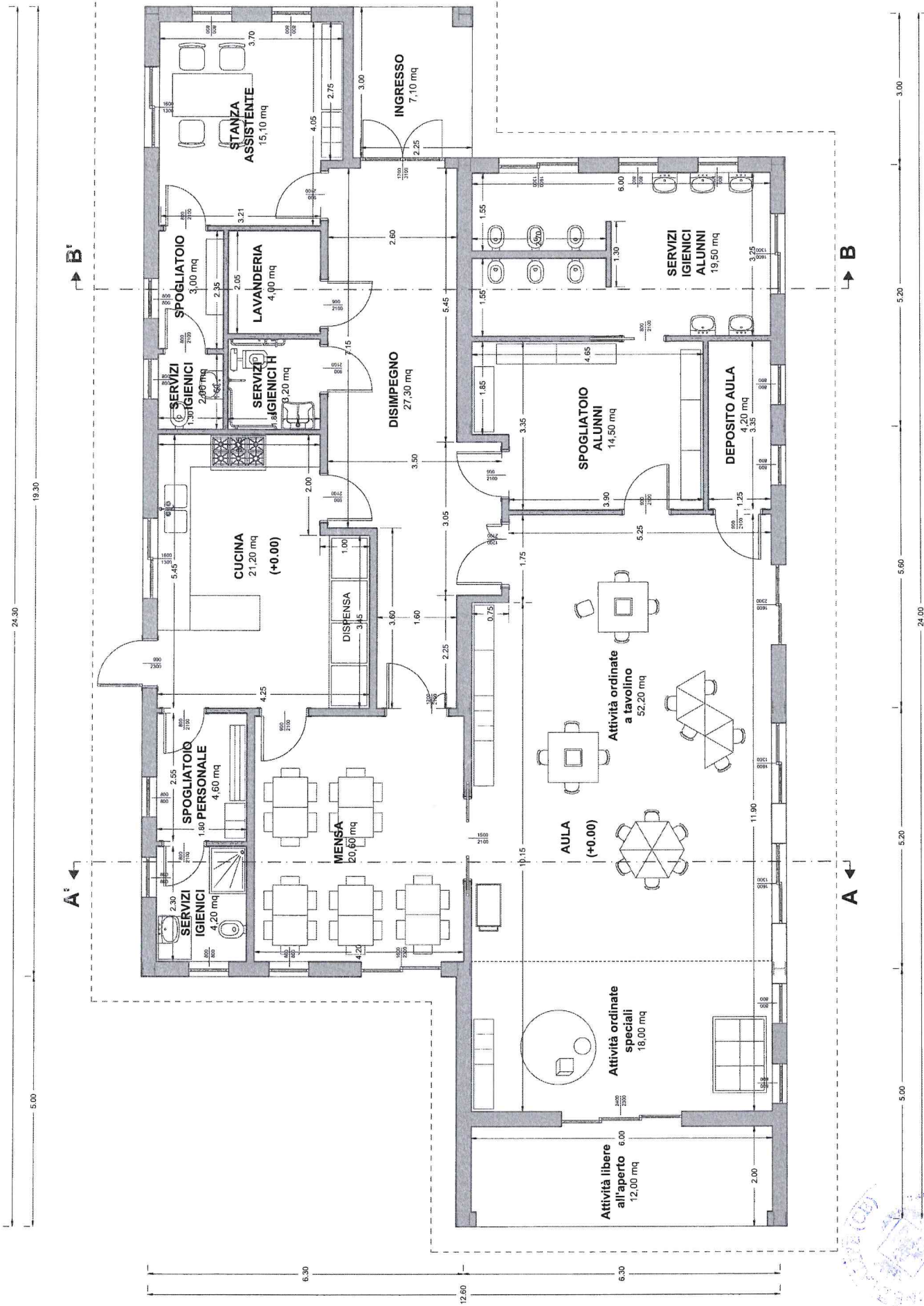


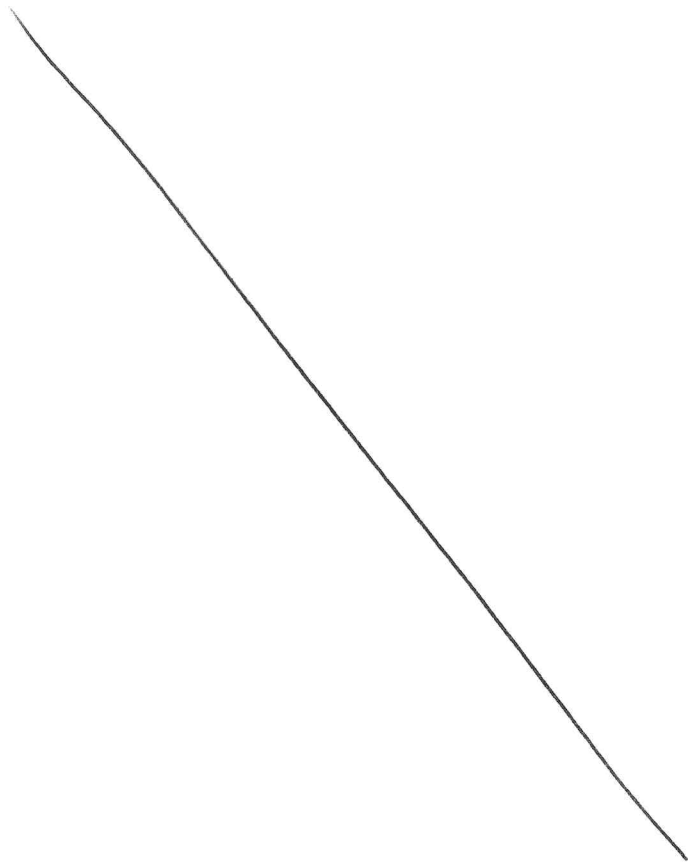
INGRESSO PRINCIPALE



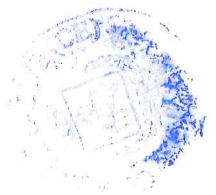
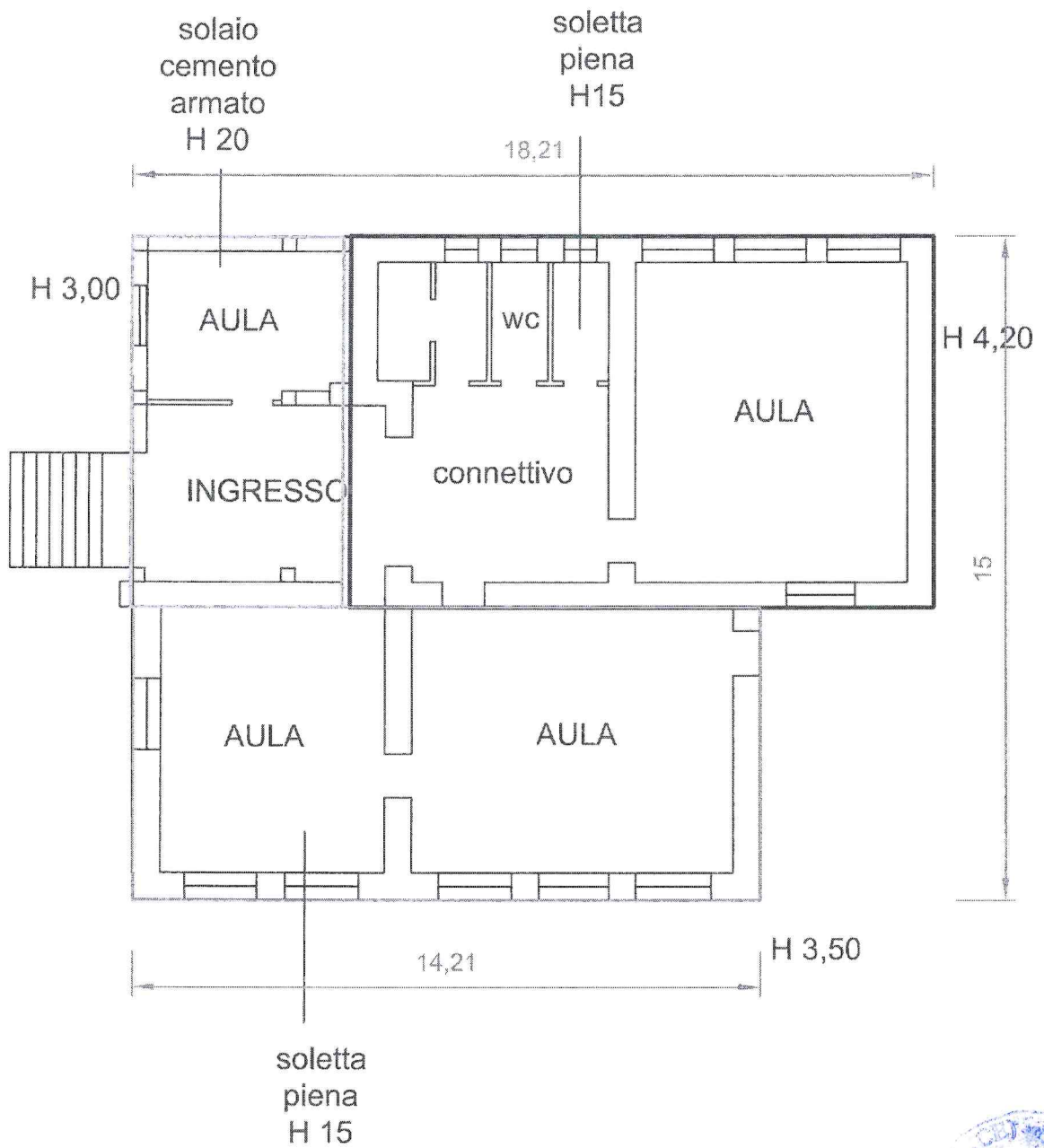






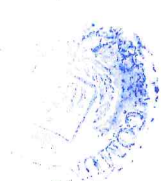
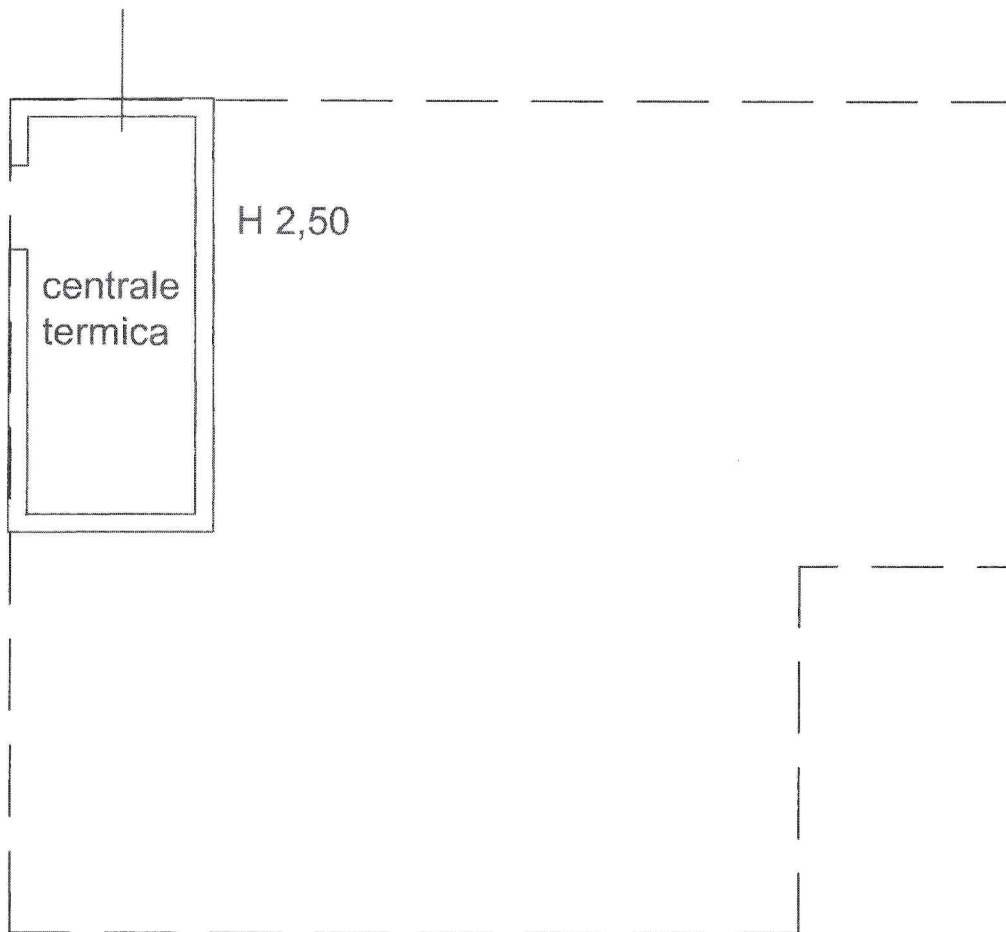


# PIANO TERRA



# PIANO CANTINATO

soffitto  
cemento  
armato  
H 20

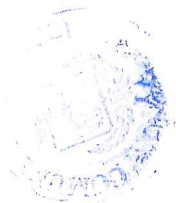


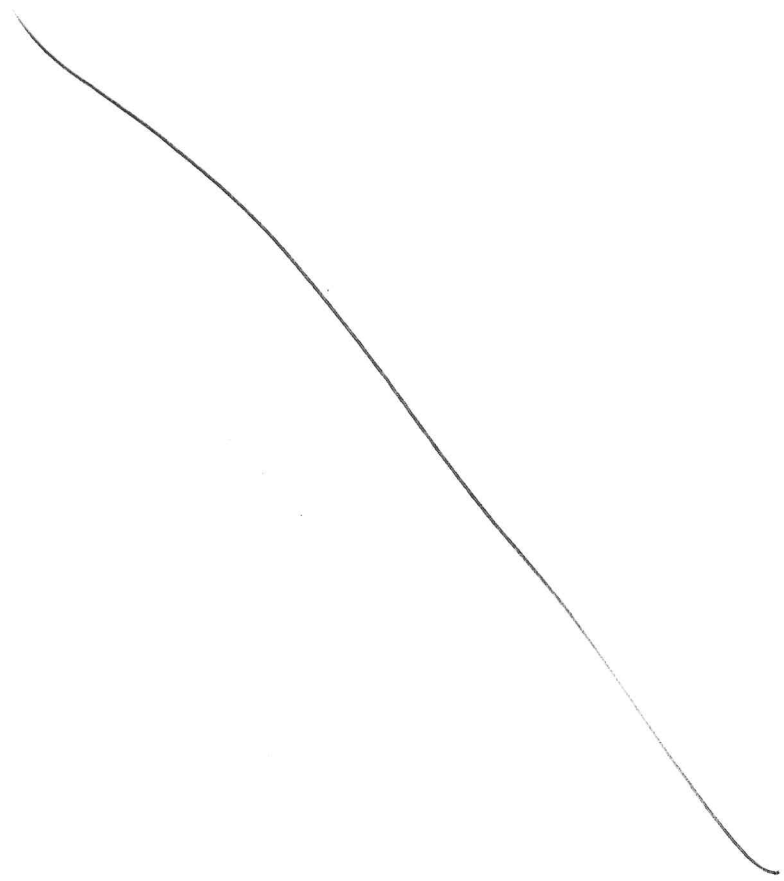
**CITTA' DI ALIFE**  
**QUADRO ECONOMICO**

**Lavori di demolizione e ricostruzione dell'edificio scolastico Totari da destinare ad asilo nido.**

CAPO A- LAVORI E SICUREZZA		IMPORTO	
cod.	DESCRIZIONE		
A.1	IMPORTO LAVORI AL NETTO DELLA SICUREZZA	€ 450.000,00	
A.2	ONERI PER LA SICUREZZA NON SOGGETTI A RIBASSO	€ 11.250,00	
<b>A</b>	<b>TOTALE LAVORI comprensivi degli oneri per la SICUREZZA</b>	<b>€ 461.250,00</b>	
<b>CAPO B - SOMME A DISPOSIZIONE</b>			
B.1	Spese tecniche relative alla progettazione, alle necessarie attività preliminari, nonché al coordinamento della sicurezza in fase di progettazione, alla direzione lavori e al coordinamento della sicurezza in fase di esecuzione, Incentivi UTC	€ 47.251,30	
B.2	Incentivi UTC	€ 9.450,26	
B.3	Imprevisti	€ 11.263,04	
B.4	IVA sugli imprevisti (10%)	€ 1.126,30	
B.5	IVA su lavori e sicurezza (10%)	€ 46.125,00	
B.6	I.V.A. + INARCASSA SU B.1 (22%) + (4%)	€ 10.811,10	
<b>B</b>	<b>TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE</b>	<b>€ 126.027,00</b>	

<b>TOTALE INVESTIMENTO</b>	<b>€ 597.277,00</b>
----------------------------	---------------------

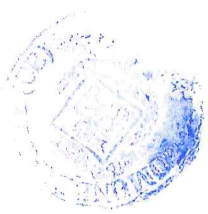


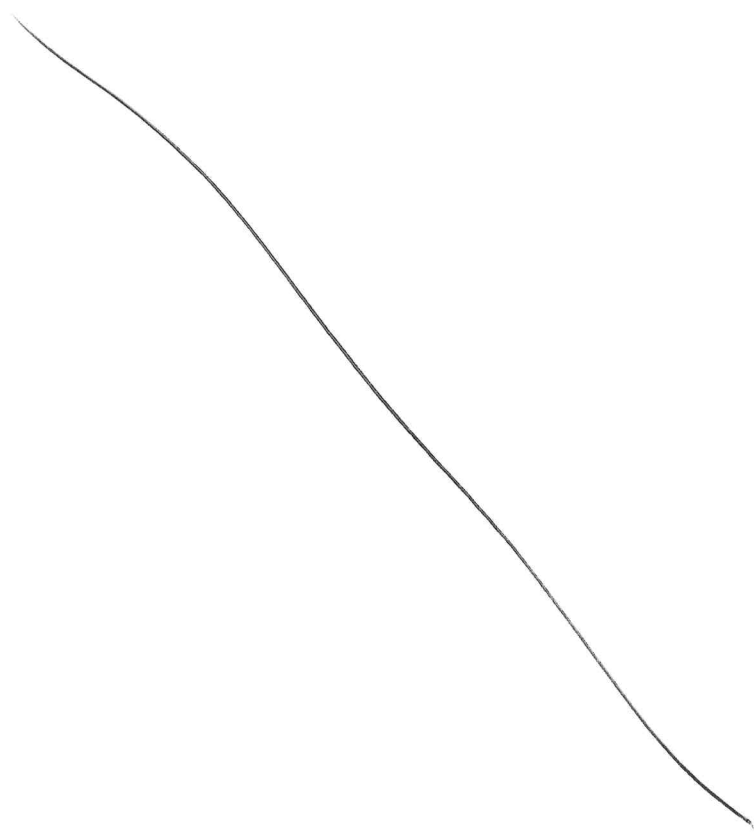


**CITTA' DI ALIFE**  
**QUADRO ECONOMICO**

**Lavori di demolizione e ricostruzione dell'edificio scolastico Totari da destinare ad asilo nido.**

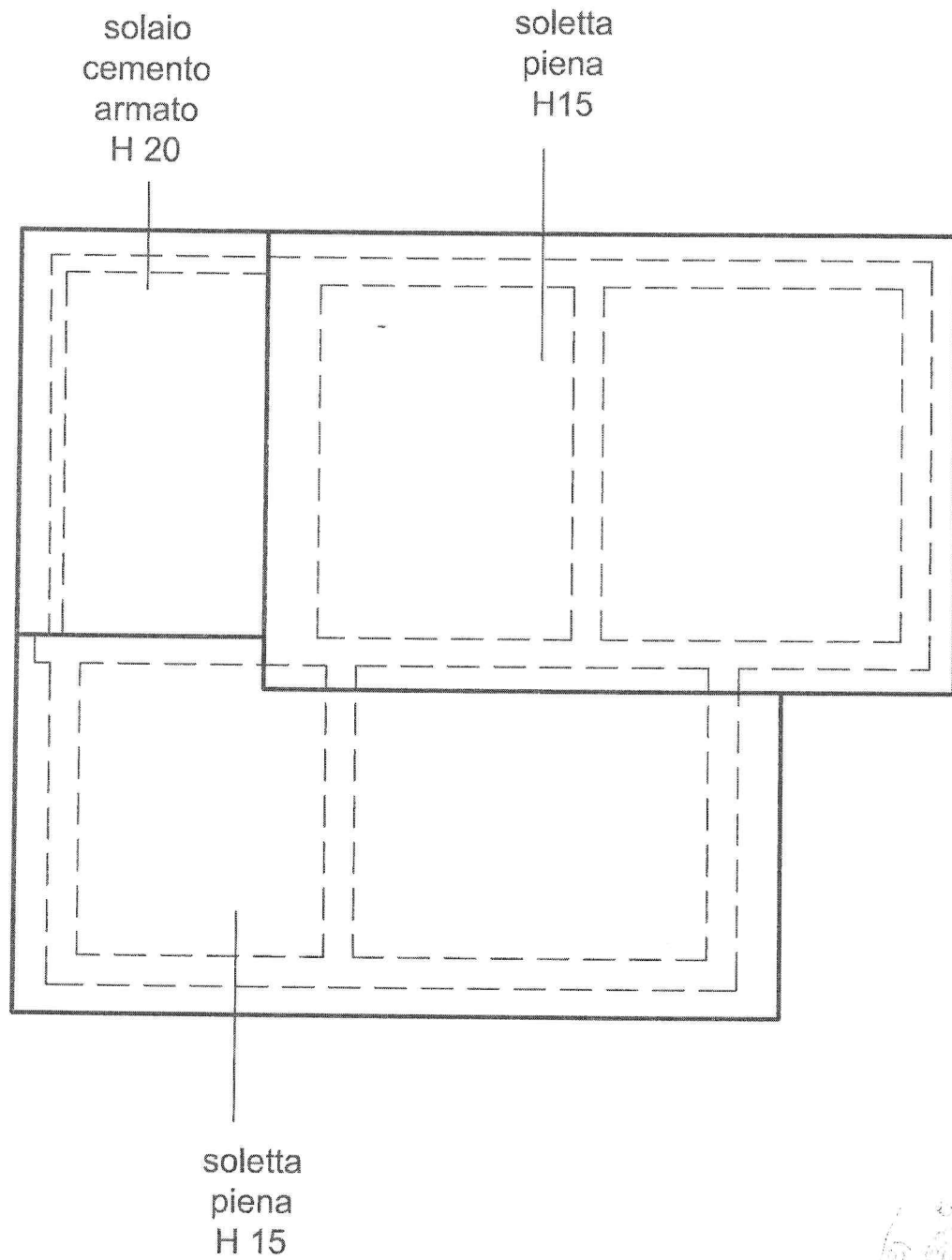
CAPO A - LAVORI E SICUREZZA		IMPORTO	
cod.	DESCRIZIONE		
A.1	IMPORTO LAVORI AL NETTO DELLA SICUREZZA	€ 450.000,00	
A.2	ONERI PER LA SICUREZZA NON SOGGETTI A RIBASSO	€ 11.250,00	
<b>A</b>	<b>TOTALE LAVORI comprensivi degli oneri per la SICUREZZA</b>	<b>€ 461.250,00</b>	
<b>CAPO B - SOMME A DISPOSIZIONE</b>			
B.1	Spese tecniche relative alla progettazione, alle necessarie attività preliminari, nonché al coordinamento della sicurezza in fase di progettazione, alla direzione lavori e al coordinamento della sicurezza in fase di esecuzione, incentivi UTC	€ 47.251,30	
B.2	Incentivi UTC	€ 9.450,26	
B.3	Imprevisti	€ 11.263,04	
B.4	IVA sugli imprevisti (10%)	€ 1.126,30	
B.5	IVA su lavori e sicurezza (10%)	€ 46.125,00	
B.6	I.V.A. + INARCASSA SU B.1 (22%) + (4%)	€ 10.811,10	
<b>B</b>	<b>TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE</b>	<b>€ 126.027,00</b>	
<b>TOTALE INVESTIMENTO</b>		<b>€ 587.277,00</b>	

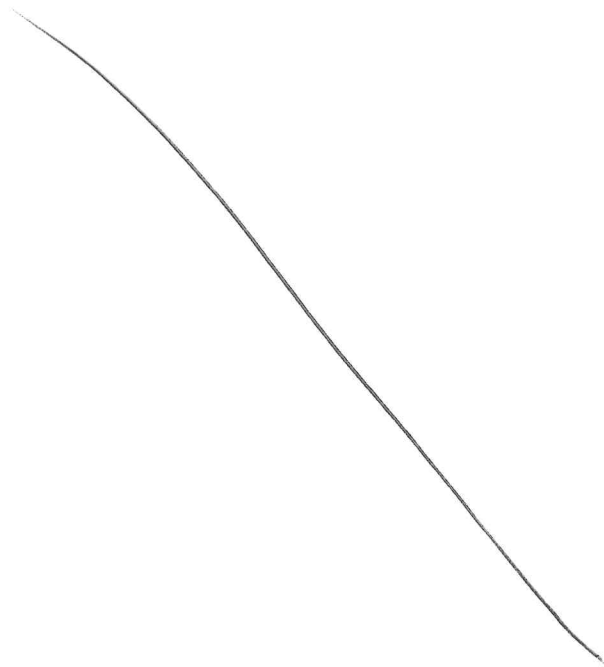






# COPERTURA





**Città di ALIFE**  
**Provincia di CASERTA**

**VALUTAZIONE DEGLI INDICATORI  
DI RISCHIO SISMICO**

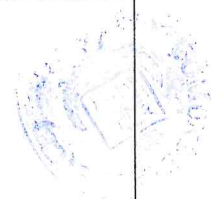
**OGGETTO:** Lavori di ammodernamento dell' asilo nido alla frazione TOTARI

**COMMITTENTE:** Comune di ALIFE

23/03/2022

il tecnico verifikatore

---



---

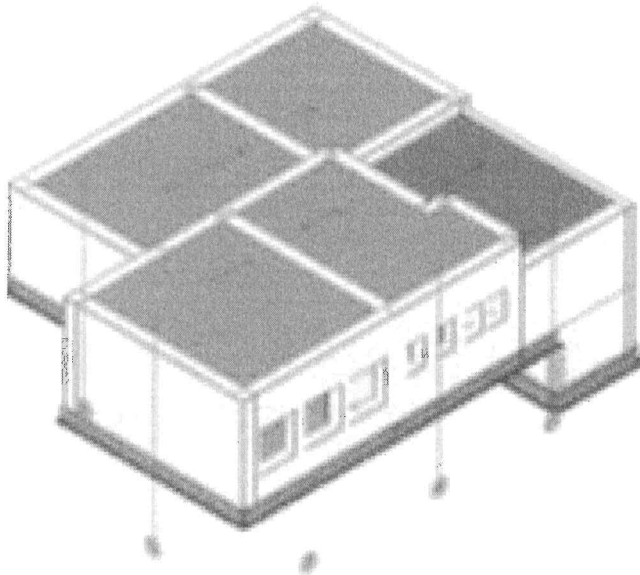
## 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio oggetto della relazione di calcolo si sviluppa per un piano fuori terra; la distribuzione planimetrica prevede al piano terreno tutta la attività didattica . L'edificio non è cantinato , ha un tetto piano sfalsato in tre terrazze a quote differenti . L' unica parte interrata è relativa alla Centrale termica .

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

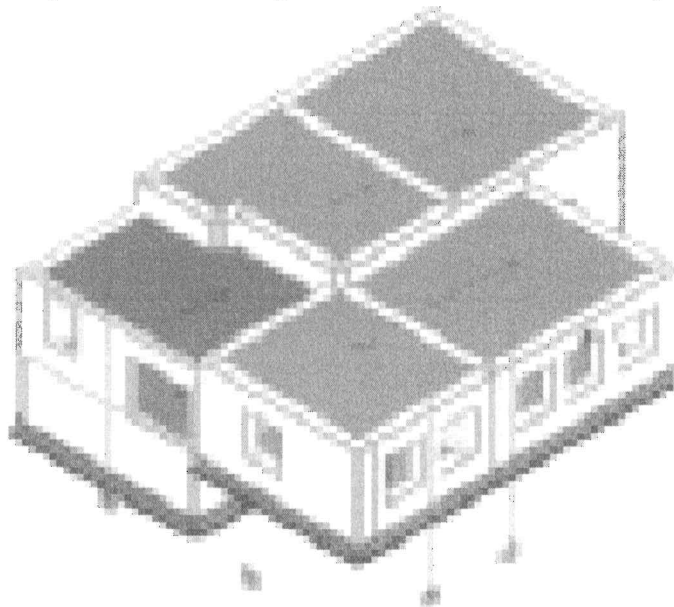
### Vista Anteriore

*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  $(-1;-1;-1)$*



## 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 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle 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 nelle seguenti norme:

**Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

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

**CNR-DT 215/2018** "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica".

**Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale)** "Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"

**Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale)** "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM"

## 3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

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

### MATERIALI MURATURA

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	γ <sub>m,v</sub> / γ <sub>m,s</sub>	Caratteristiche Muratura					TRT			
								f <sub>cm(k)</sub> / f <sub>cd,v</sub> / f <sub>cd,s</sub>	f <sub>tm(k)</sub> / f <sub>td,v</sub> / f <sub>td,s</sub>	f <sub>cm(k),0</sub> / f <sub>cd,0,v</sub> / f <sub>cd,0,s</sub>	f <sub>vm(k),0</sub> / f <sub>vd0,v</sub> / f <sub>vd0,s</sub>	τ <sub>0</sub> / τ <sub>0d,v</sub> / τ <sub>0d,s</sub>	μ	λ	M	F
								[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> ]				
<b>Muratura in pietre a spacco con buona tessitura - (M.P.S.)</b>																
001	21 000	0,000010	1 740	584	60	F	2,50 2,00	3,20	0,065	3,20	0,065	0,065	0,40	20	2	2
								0,95	0,019	0,95	0,019	0,019				
								1,19	0,024	1,19	0,024	0,024				
<b>Tufo scuola - (M.P.)</b>																
002	14 500	0,000010	1 410	473	60	F	2,50 2,00	2,60	0,060	2,60	0,145	0,060	0,40	20	1	2
								0,77	0,018	0,77	0,043	0,018				
								0,96	0,022	0,96	0,054	0,022				

#### 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).

Caratteristiche Muratura

Nid	$\gamma_k$	$\alpha_{T,i}$	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	$\gamma_{m,v}/\gamma_{m,s}$	$f_{cm(k)}/f_{cd,v}$	$f_{tm(k)}/f_{td,v}$	$f_{cm(k),0}/f_{cd,0,v}$	$f_{vm(k),0}/f_{vd,0,v}$	$\tau_0/\tau_{0d,v}$	$\mu$	$\lambda$	TRT	
								$f_{cd,s}$	$f_{td,s}$	$f_{cd,0,s}$	$f_{vd,0,s}$	$\tau_{0d,s}$			M	F
	[N/m <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> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				
$\gamma_{m,s}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.															
$\gamma_{m,v}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).															
$f_{cm(k)}/f_{cd,v}$	$f_{cm(k)}$ = Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,v}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,s}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).															
$f_{tm(k)}/f_{td,v}$	$f_{tm(k)}$ = Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{td,v}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{td,s}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).															
$f_{cm(k),0}/f_{cd,0,v}$	$f_{cm(k),0}$ = Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,0,v}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,0,s}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).															
$f_{vm(k),0}/f_{vd,0,v}$	$f_{vk,0}$ = Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{vd,0,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{vd,0,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).															
$\tau_0/\tau_{0d,v}$	$\tau_0$ = Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $\tau_{0d,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $\tau_{0d,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).															
$\mu$	Coefficiente di attrito.															
$\lambda$	Snellezza.															
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.															
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.															

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Materiale	SL	Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali	
		Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]

LEGENDA:

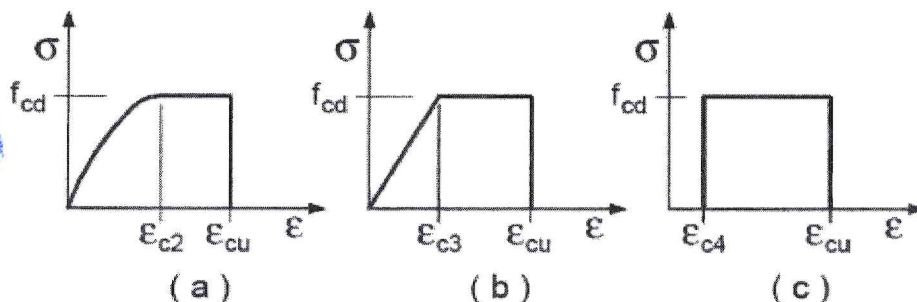
- SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
- $\sigma_{d,amm}$  Tensione ammissibile per la verifica.

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.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al §4.5.6.1 del D.M. 2018. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente parziale di sicurezza del materiale  $\gamma_m$  è assunto pari al massimo tra 80% del  $\gamma_m$  in condizioni non sismiche e 2 (cfr. §7.8.1.1 D.M. 2018).

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



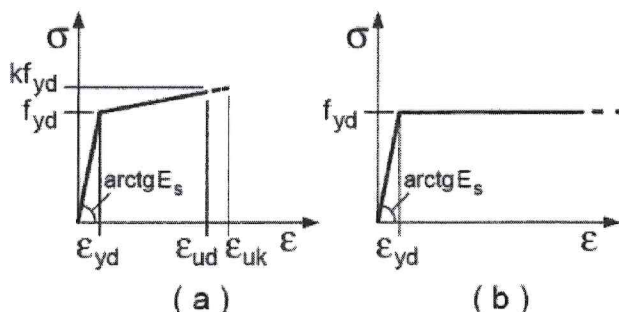
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra. La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk}/\gamma_s$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_s$  si assume pari a 1,15.



Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili e fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(\gamma_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$ : resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;  
 FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;  
 $\gamma_m$ : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

## 4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA (LC)** ed il **FATTORE DI CONFIDENZA (FC)** seguenti:

Livello di conoscenza	Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
	Fattore di confidenza	
LC1	1.35	

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.

La stima della resistenza del calcestruzzo nei punti dove sono state condotte prove non distruttive avviene attraverso una correlazione analitica tra i parametri non distruttivi **velocità ultrasonica (V)**, **indice sclerometrico (N)** e la **resistenza del calcestruzzo (R<sub>c</sub>)**, utilizzando le seguenti relazioni:

- $R_c = a \cdot N^b$  Prove sclerometriche
- $R_c = a \cdot \exp^{bV}$  Prove ultrasoniche
- $R_c = a \cdot N^b \cdot V^c$  SonReb

I coefficienti  $a$ ,  $b$  e  $c$  devono essere determinati attraverso calibrazioni eseguite sui valori della resistenza del calcestruzzo  $R_c$  ottenuti dai carotaggi eseguiti negli stessi punti dove sono stati rilevati anche l'indice sclerometrico  $N$  e la velocità ultrasonica  $V$ .

Il numero minimo di calibrazioni necessarie a stimare i coefficienti  $a$ ,  $b$  e  $c$  di cui sopra, sono:

- Carotaggi + Sclerometriche: 3 coppie ( $R_c$ ,  $N$ );

- 
- Carotaggi + Ultrasoniche: 3 coppie ( $R_c, V$ );
  - Carotaggi + SonReb: 4 terne ( $R_c, N, V$ ).

## 4.1 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 stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Viene di seguito indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati.

ESAMINATI GLI ATTI PRESSO IL COMUNE

### • Rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

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.

### • Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sull'eventuale documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su eventuali indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono stati valutate sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

EFFETTUATI PICCOLI SAGGI SUL PARAMENTO ESTERNO E SULLE FONDAZIONI

## 5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- $h_i$  è lo spessore dell' $i$ -simo strato;



- $V_{s,i}$  è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con  $V_s \geq 800$  m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo  $H = 30$  m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro  $V_{s,30}$ .

**Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{s,30}$ ), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

$K_1$  = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato  $b = 30$  cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[ \frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left( \frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

b = 0,30 m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

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 e geotecnica.

## 6 - 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 punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

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	Analisi carichi						
				Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	LatCem Cop.non acc. H20	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20 cm (16+4)	2 800	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	432
002	S	LatCem Scuole H25	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3 530	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0
003	S	Solai interni soletta piena	Scuole	Soletta piena in cls	3 678	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0
004	S	Copertura soletta piena	Coperture accessibili solo per manutenzione	Soletta piena in cls	3 678	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	432

### 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,** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale.

**SA** 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.

## 7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

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]
41.304364	14.387096	147

### 7.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi	SI

soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti <b>[non significativo per le strutture in muratura]</b>	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e  $\delta$ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione. La struttura è pertanto:

in pianta <b>REGOLARE</b>	in altezza <b>NON REGOLARE</b>
------------------------------	-----------------------------------

## 7.2 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 **4**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, 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]	$T_D$ [s]	$S_s$
SLO	0.0809	2.395	0.311	1.54	0.160	0.480	1.924	1.50
SLD	0.1051	2.391	0.330	1.51	0.167	0.500	2.021	1.50
SLV	0.3069	2.327	0.397	1.42	0.188	0.565	2.828	1.27
SLC	0.4006	2.410	0.422	1.40	0.196	0.589	3.202	1.12

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 Comportamento ( $q$ ).

Il Fattore di comportamento  $q$  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 utilizzati i seguenti valori:



## Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00**;  
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00**;  
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

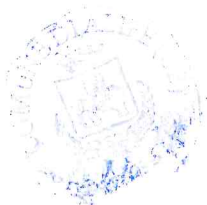
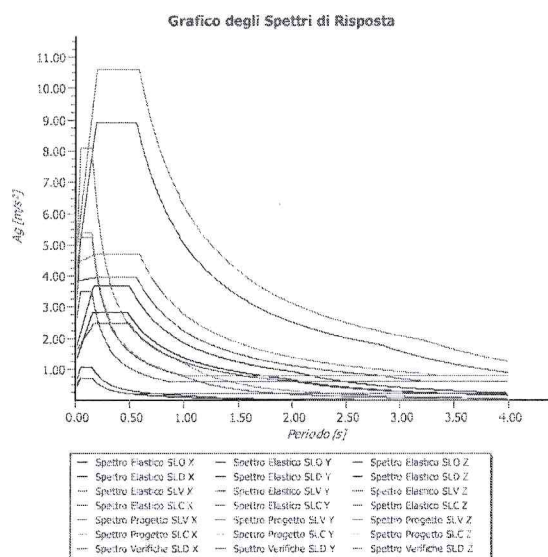
## Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento ( $q_x$ ) per sisma orizzontale in direzione X: **2.250** ;  
Fattore di Comportamento ( $q_y$ ) per sisma orizzontale in direzione Y: **2.250** ;  
Fattore di Comportamento ( $q_z$ ) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore  $q$ , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15 % (elementi semipieni, forati, ...);

in cui  $\alpha_u$  e  $\alpha_1$  sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di  $q$  sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



## 7.3 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 (**120**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	86.36
salvaguardia della vita	Y	87.24
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

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*):

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

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.

## 7.4 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  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

## 7.5 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:

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

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.

## 7.6 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. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

## 8 - AZIONI SULLA STRUTTURA

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

### 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:

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

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: <ul style="list-style-type: none"> <li>- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;</li> <li>- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;</li> </ul>
$Q_{ki}$	rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$	coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 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 **48 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:

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

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
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
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
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

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<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.

## 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. 2018 al §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<sub>kj</sub>: valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P<sub>kh</sub>: valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q<sub>ki</sub>: valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q<sub>ki</sub>: valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ<sub>0i</sub>: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ<sub>1i</sub>: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ<sub>2i</sub>: coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ<sub>0i</sub>, ψ<sub>1i</sub>, ψ<sub>2i</sub> sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ <sub>0i</sub>	ψ <sub>1i</sub>	ψ <sub>2i</sub>
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 ≤ 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 ≤ 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**" (3) e "**Rara**" (3).

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.

## 8.4 Azione della Neve

### CARICO DA NEVE SECONDO NORMATIVA

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

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

dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m<sup>2</sup>]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine ( $a_s$ ) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

#### Valori di riferimento del carico della neve al suolo, $q_{sk}$ (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m <sup>2</sup>	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m <sup>2</sup>

Zone di carico della neve	
<b>I - Alpina:</b>	Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza
<b>I - Mediterranea:</b>	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese
<b>II:</b>	Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona
<b>III:</b>	Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda ( $\alpha$ ) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

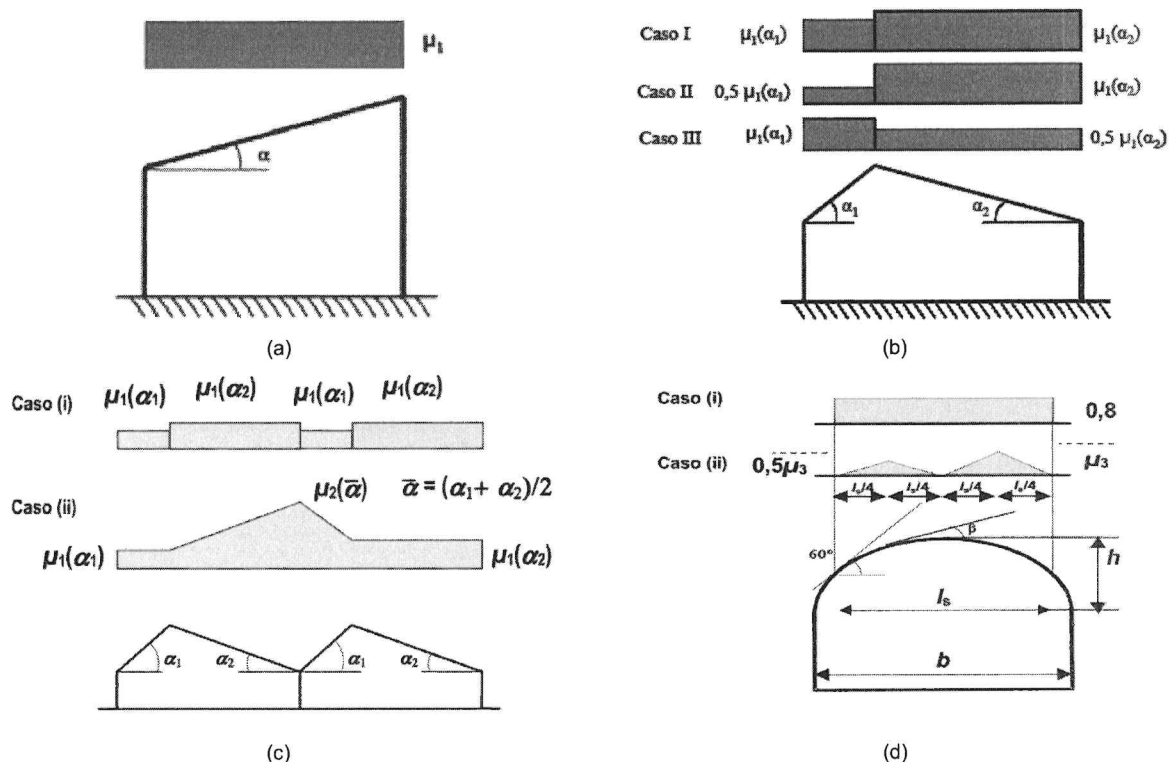
#### Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

#### Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, $\beta$	Coefficiente di forma, $\mu_3$
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0.2 + 10 h / b \leq 2.0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

-  $C_E$  è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

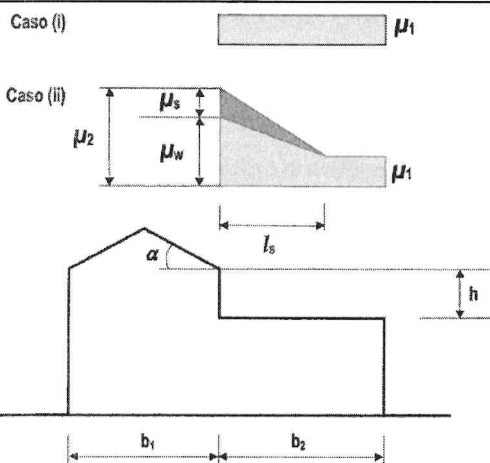
-  $C_t$  è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

### 8.4.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Non ricorre questa circostanza

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).





Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 0.8 \\ \mu_2 &= \mu_s + \mu_w \\ \mu_s &= 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ \\ \mu_s &= 0,5 \mu_{sup} \text{ per } \alpha > 15^\circ \end{aligned}$$

dove:

$\mu_{sup}$  è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$  è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 h$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$\begin{aligned} 0,8 &\leq \mu_w \leq 4,0 \\ 5 \text{ m} &\leq l_s \leq 15 \text{ m} \end{aligned}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

## 9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 9.1 Denominazione

Nome del Software	<b>EdiLus</b>
Versione	BIM 3(g) [64bit]
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	88041255
Intestatario Licenza	DE ROSA ing. DIEGO
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.

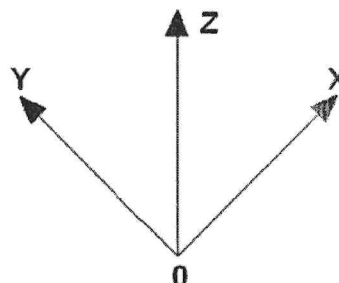
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

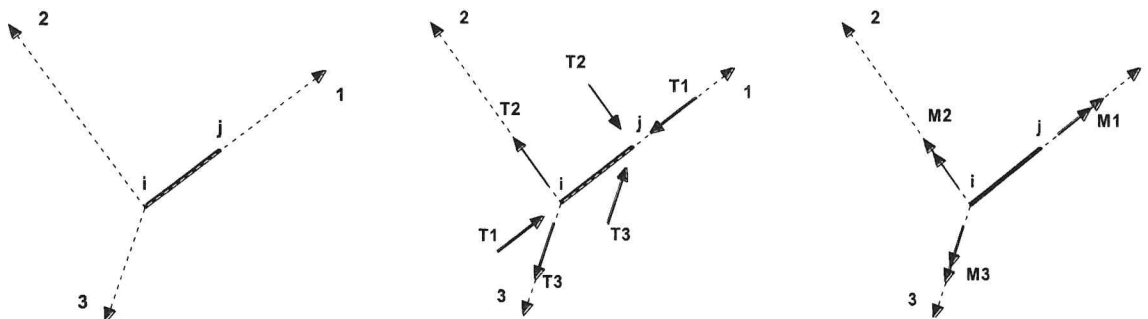
## 9.3 Sistemi di Riferimento

### 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, 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).



### 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:

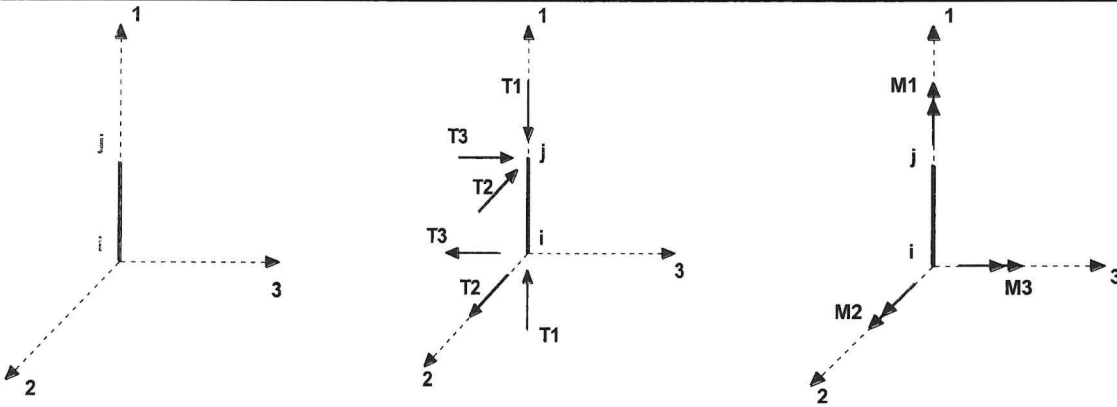
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

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 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:

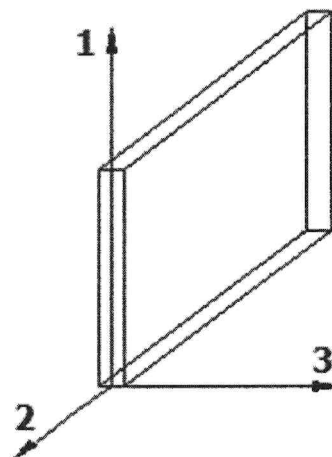
- una forza di trazione o compressione  $T_1$ , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti  $T_2$  e  $T_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente)  $M_2$  e  $M_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente)  $M_1$  agente lungo l'asse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

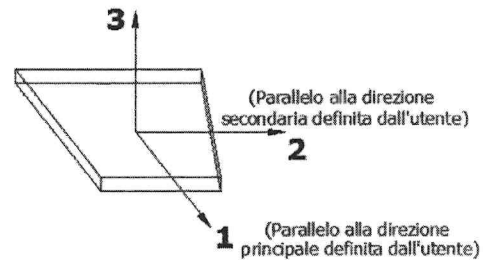
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

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.



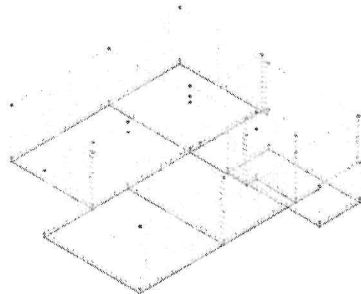
## 9.4 Modello di Calcolo

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

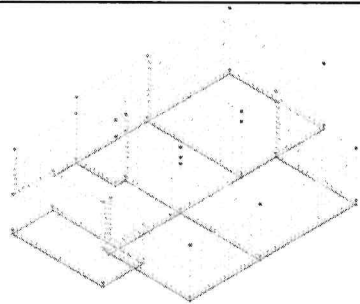
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

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

**Vista Anteriore**



**Vista Posteriore**



Le pareti in **muratura** sono modellate in automatico, a partire dai singoli oggetti "Muro", con una mesh di elementi finiti bidimensionali triangolari di tipo "shell" ai quali è stato assegnato lo spessore ed il materiale pertinente, considerandone anche la deformabilità tagliante, in funzione del modulo di taglio.

Nella modellazione delle pareti in murature vengono considerate, fedelmente con il loro spessore e materiale:

- aperture per la realizzazione di fori, porte e finestre;
- mazzette verticali per il rafforzamento dei bordi delle aperture;
- piattabande per le parti sommitali delle aperture;
- fori, nicchie e sottofinestre.

Ai fini delle verifiche, è stata effettuata una suddivisione di ciascuna parete in:

- **maschi**: elementi a prevalente sviluppo verticale, che si sviluppano tra il bordo della parete ed un'apertura, oppure tra due aperture. Tali elementi sono, a loro volta, suddivisi in elementi detti sub-maschi, che comprendono la parte di maschi confinanti con le aperture;
- **fasce**: elementi a prevalente sviluppo orizzontale, confinanti con i bordi delle aperture e con i lati dei maschi.

Le tensioni calcolate su ciascun elemento maschio e fascia vengono integrate in un numero variabile di sezioni significative tipicamente all'inizio, alla fine e nella mezzeria ottenendo le sollecitazioni Momento nel piano e fuori piano, sforzo assiale e taglio nel piano dell'elemento, con le quali sono effettuate le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa, nel piano e fuori piano.

Ciascun pannello in muratura, inoltre, può essere modellato includendo in sommità un elemento "cordolo" in c.a. del quale è possibile specificare le dimensioni, le armature ed il materiale. L'elemento cordolo viene modellato anch'esso con elementi shell in c.a.

La possibile fessurazione delle pareti in muratura è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Per gli elementi bidimensionali (shell) in muratura, la linearità o la non linearità del materiale, sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale, viene descritta tramite una stratificazione lungo lo spessore della shell. Con riferimento, ad esempio, ad una parete in muratura rinforzata con betoncino, la shell viene descritta come formata dai seguenti strati:

- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di muratura di spessore pari allo spessore totale dell'elemento;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo.



In alternativa al betoncino con armature si può avere uno strato di rinforzo in materiale composito fibrorinforzato, a matrice polimerica, cementizia o simile.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione del 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 cogliere più fedelmente il comportamento non lineare.

Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono 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 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.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

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

## 10 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. 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. 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.

### 10.1 Verifiche di Resistenza

#### 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 4.1.19 del D.M. 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 4.1.19 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 comportamento, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di comportamento  $q$ , 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 §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.

#### 10.1.2 Muratura

Per quanto concerne la verifica degli **elementi in muratura** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzera per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzera per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano**: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo ( $M_s$ ) con il momento ultimo resistente ( $M_u$ ), calcolato assumendo la muratura



non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 17/01/2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

$M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

$L$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con  $P$  forza assiale agente (positiva se di compressione).  $M_R = 0$  se  $P$  è di trazione oppure se  $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$ ;

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.1 del D.M. 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità  $0,8 \cdot x$ , dove  $x$  rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a  $0,85 \cdot f_d$ . Le deformazioni massime considerate sono pari a  $\epsilon_m = 0,0035$  per la muratura compressa e  $\epsilon_s = 0,01$  per l'acciaio teso.

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo ( $V_{Ed}$ ) con il taglio ultimo resistente ( $V_{Rd}$ ) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente ( $V_{Rd}$ ) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.2 del D.M. 2018 .
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo ( $M_s$ ) con il momento ultimo resistente ( $M_R$ ), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a  $0,85 \cdot f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

$M_R$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

$L$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con  $P$  forza assiale agente (positiva se di compressione).  $M_R = 0$  se  $P$  è di trazione oppure se  $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$ ;

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 del D.M. 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo ( $N_s$ ) con lo sforzo normale resistente ( $N_R$ ). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$  è l'area della parete;

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$\Phi_t$  è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

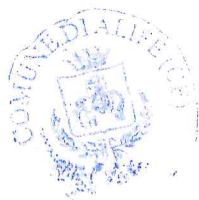
- per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i / t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_s / N_s + H / 200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente ( $M_R$ ) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.3 del D.M. 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- **Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.



Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 2018:

$$M_R = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

$H_p$ : minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$ ;

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ : resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- **Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 2018:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} V_t &= h \cdot t \cdot f_{vd0}; \\ V_p &= H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]; \end{aligned}$$

dove

$h$ : altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vkd} / \gamma_M$ : resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

$L$ : luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.7.1.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$  al crescere dello spostamento  $d_k$  di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione  $a^*$  e spostamento  $d^*$  spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

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.

### 10.1.2.1 Elementi in muratura esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in muratura:



Maschi	Fasce
- Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione	- Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione
- Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio	- Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio
- Rinforzo con Betoncino Armato	- Rinforzo con Betoncino Armato
- Rappezzo	- Rappezzo

### **Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP/FRCM)**

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in muratura esistenti (di Fatto) è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di maschi e fasce mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di maschi e fasce mediante applicazione di FRP/FRCM con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di maschi e fasce mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP/FRCM a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli nodali (intersezione tra maschi e fasce) mediante applicazione di fasce di FRP/FRCM con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP sono state adottate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie" (CNR-DT 200 R1/2013). Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRCM sono state applicate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica" (CNR-DT 215/2018), nonché le "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

## **10.2 Verifiche SLD**

Essendo la struttura di **Classe 4** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali  $\gamma_m$  pari a 1.

## **10.3 DETTAGLI STRUTTURALI**

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

## **11 - SPINTA DEL TERRENO**

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni **statiche**, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2;$$

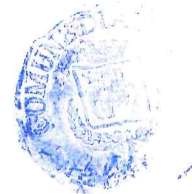
in cui:

- $\gamma$ : peso unità di volume del terreno;
- H: altezza del terrapieno;
- K: coefficiente di spinta.

In condizioni **sismiche** la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2;$$

con:



$K_v = \pm 0,5 \cdot k_h$  = coefficiente di intensità sismico verticale;

$K_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g / g$  = coefficiente di intensità sismico orizzontale;

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografico;

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafico;

$a_g / g$  = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori indicati al §7.11.6.2.1 del D.M. 2018.

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

Il calcolo del coefficiente di spinta K può essere effettuato, a scelta dell'utente, nei seguenti modi:

Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Attiva	Attiva
Passiva	Passiva
Riposo	
Utente	

### Spinta Attiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \beta \leq \phi - \theta);$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } \beta > \phi - \theta);$$

dove:

$\phi$  = angolo di attrito del terreno;

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);

$\delta$  = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);

$\theta$  = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni **statiche**):

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}.$$

### Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) App. E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}.$$

### Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1 - \sin \phi.$$

### Spinta Utente

Va infine ricordato che il coefficiente di spinta K può essere altresì liberamente indicato dall'utente.

#### • Terreno con Sovraccarico

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributo:

---

$$\Delta\sigma_Q = K \cdot Q.$$

- **Terreno con Coesione**

In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

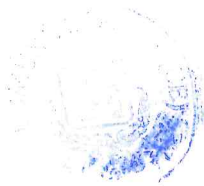
$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K}.$$

che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

## 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.

ALIFE , 23/03/2022



**ALLEGATO 1**  
**ELABORATI GRAFICI SINTETICI**



---

## PREMESSA

Il presente documento riporta gli **elaborati grafici sintetici** in conformità a quanto previsto nel § 10.2 delle NTC.

Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

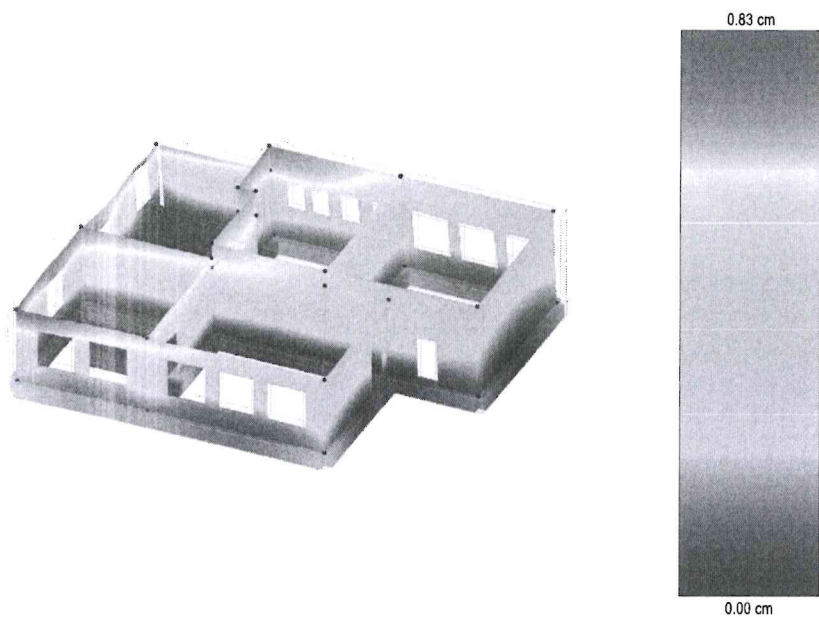
Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.

Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.



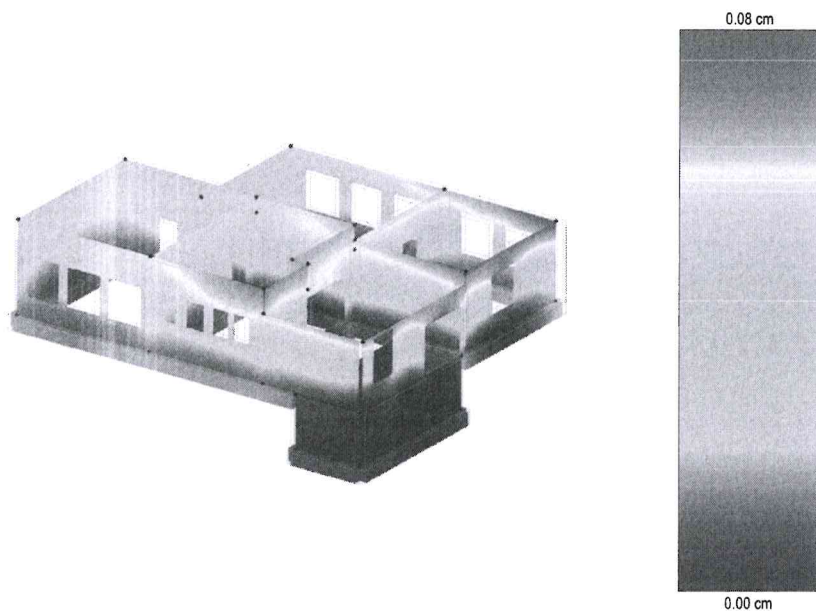


### Spostamenti



Descrizione Tavola  
Spostamenti - per effetto del sisma  
Sisma: Y  
Stato Limite Ultimo  
Modo: Preponderante

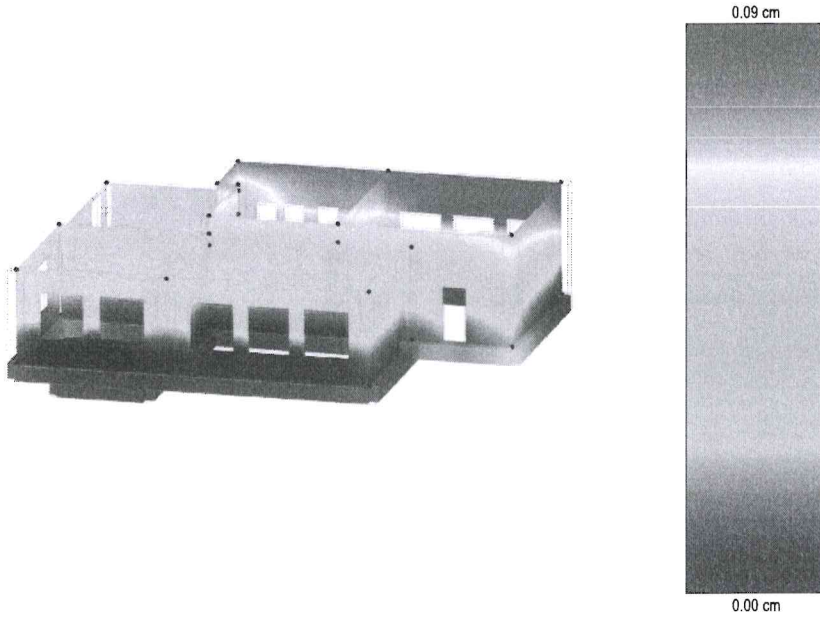
### Spostamenti



Descrizione Tavola  
Spostamenti - per effetto del sisma  
Sisma: Y  
Stato Limite Danno  
Modo: Preponderante



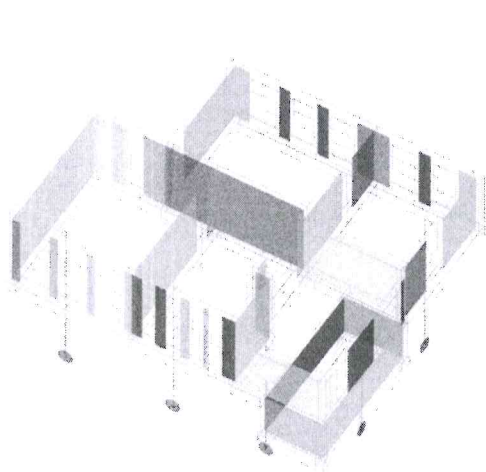
## Spostamenti



Descrizione Tavola  
Spostamenti - per effetto del sisma  
Sisma: X  
Stato Limite Danno  
Modo: Preponderante

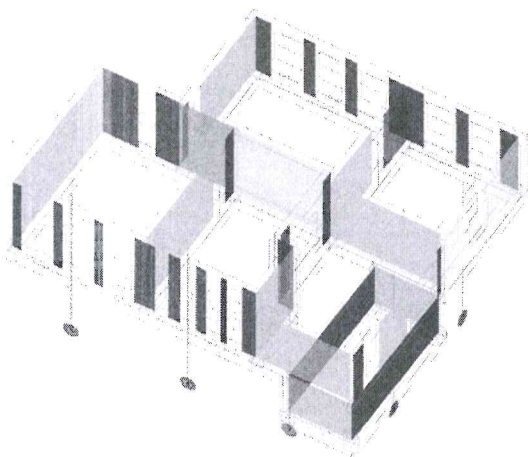


### Accelerazione di Collasso

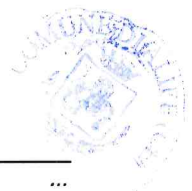


Descrizione Tavola  
Tipo meccanismo: Pressoflessione Fuoripiano del Maschio

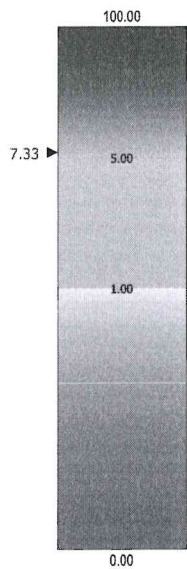
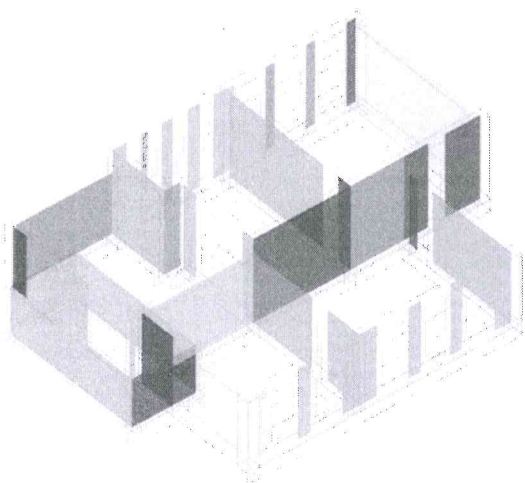
### Accelerazione di Collasso



Descrizione Tavola  
Tipo meccanismo: Taglio nel Piano del Maschio

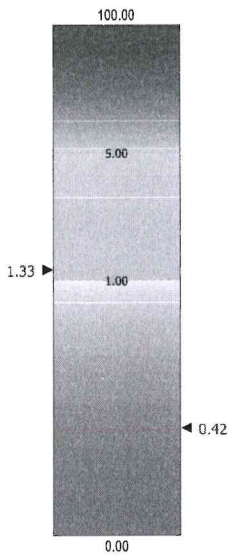
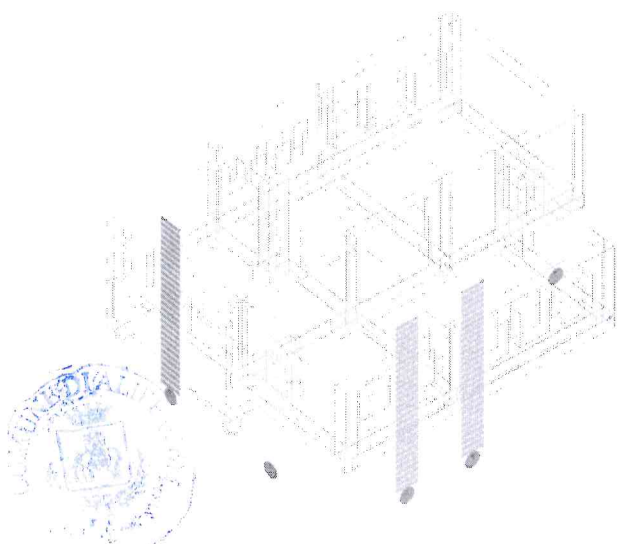


### Coefficienti di Sicurezza



Descrizione Tavola  
Tipo verifica: PressoFlessione Fuori Piano

### Coefficienti di Sicurezza

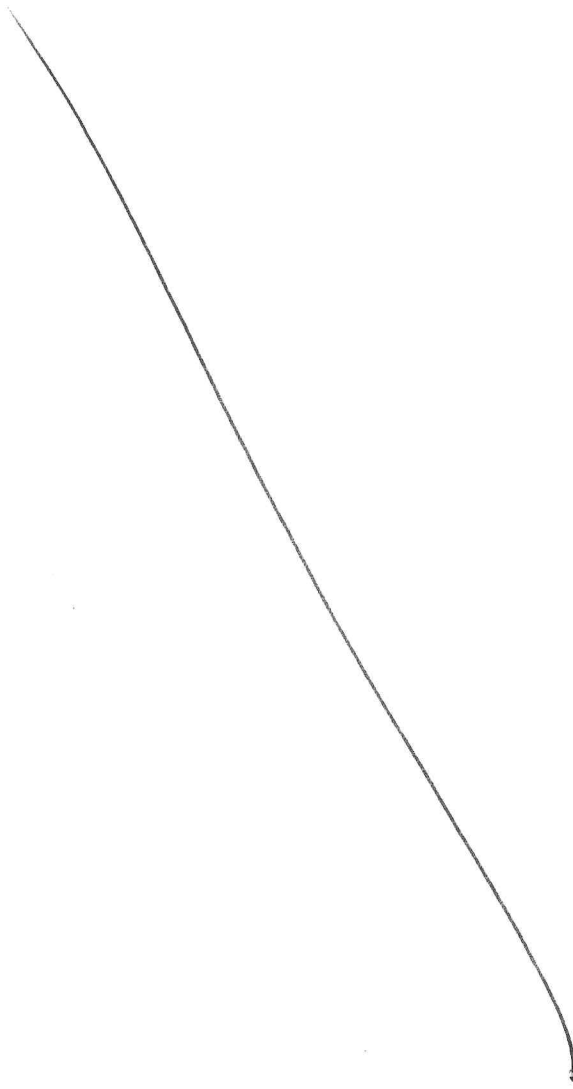


Descrizione Tavola  
Tipo verifica: Cinematismi Facciata(Ribaltamento)

---

**ALLEGATO 2**  
**SCHEDA VULNERABILITA' SISMICA**





# 1 - EDIFICIO

Classe d'uso	V <sub>N</sub>	V <sub>R</sub>	Materiale Principale	Coordinate geografiche ED 50		Categoria Sottosuolo	Condizioni Topografiche	
				Latitudine	Longitudine		Categoria	S <sub>T</sub>
Classe 4	[anni] 50	[anni] 100	mu	41.304364	14.387096	C	T1	1.00

## LEGENDA: Edificio

<b>V<sub>N</sub></b>	Vita nominale dell'edificio
<b>V<sub>R</sub></b>	Periodo di riferimento per l'azione sismica.
<b>Materiale Principale</b>	[CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura.
<b>Latitudine</b>	Latitudine geografica del sito.
<b>Longitudine</b>	Longitudine geografica del sito.
<b>Categoria Sottosuolo</b>	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.
<b>Categoria Topografica</b>	[T1] = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$ - [T2] = Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ - [T3] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i = 15^\circ = i = 30^\circ$ - [T4] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ .
<b>S<sub>T</sub></b>	Coefficiente di amplificazione topografica.

# 2 - PERICOLOSITA' SISMICA

Stato Limite	a <sub>g</sub> /g	F <sub>0</sub>	T* <sub>c</sub>	C <sub>c</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	Parametri di pericolosità sismica	
								S <sub>s</sub>	S <sub>s</sub>
SLO	0.0809	2.395	[s] 0.311	1.54	[s] 0.160	[s] 0.480	[s] 1.924	1.50	1.50
SLD	0.1051	2.391	0.330	1.51	0.167	0.500	2.021	1.50	1.50
SLV	0.3069	2.327	0.397	1.42	0.188	0.565	2.828	1.27	1.27
SLC	0.4006	2.410	0.422	1.40	0.196	0.589	3.202	1.12	1.12

## LEGENDA: Pericolosità sismica

<b>Stato Limite</b>	[SLC] = stato limite di collasso - [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
<b>a<sub>g</sub></b>	Accelerazione di picco al suolo.
<b>F<sub>0</sub></b>	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
<b>T*<sub>c</sub></b>	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
<b>C<sub>c</sub></b>	Coefficienti di amplificazione di T* <sub>c</sub> .
<b>T<sub>B</sub></b>	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.
<b>T<sub>C</sub></b>	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.
<b>T<sub>D</sub></b>	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
<b>S<sub>s</sub></b>	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.

# 3 - SISTEMA RESISTENTE

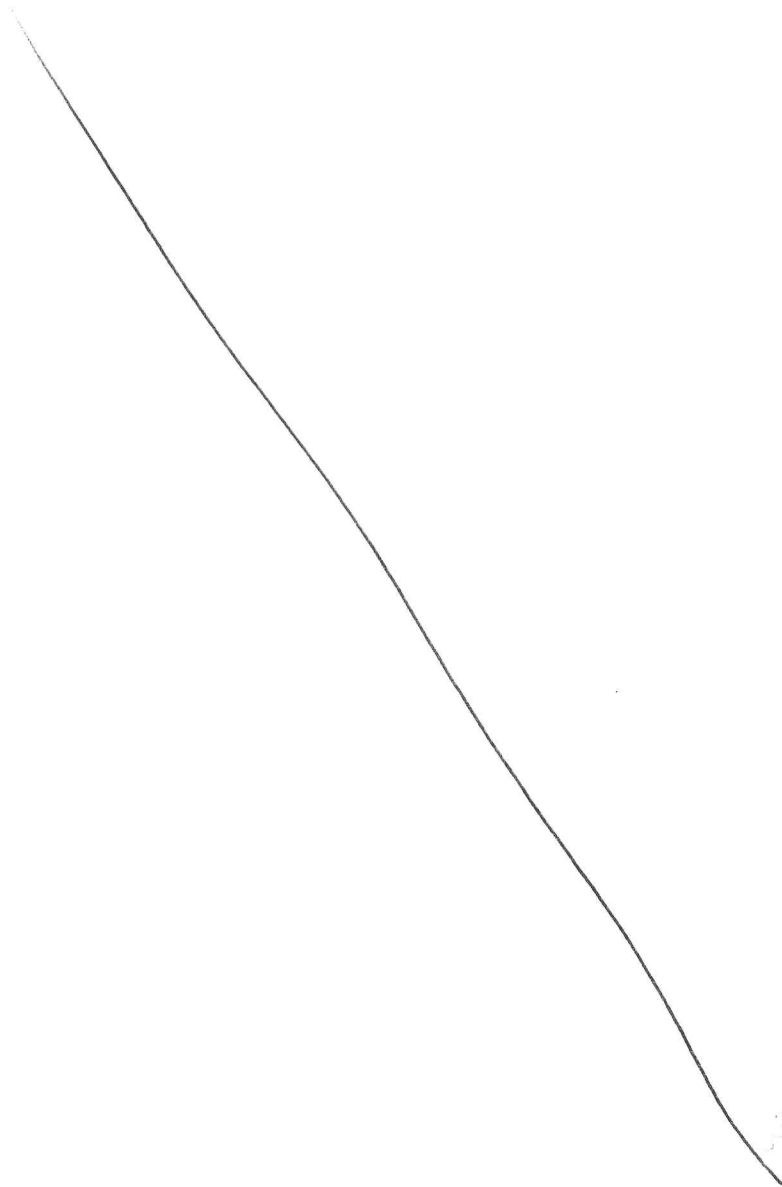
Tipologia Struttura	Telai Multicampata	Pareti Accoppiate	Sistema resistente
			Distribuzione Tamponature in Pianta
Muratura Esistente	NO	NO	-

## LEGENDA: Sistema resistente

<b>Tipologia Struttura</b>	<u>Cemento armato</u> : Telaio - Pareti - Mista telai-pareti - Due pareti per direzione non accoppiate - Deformabili torsionalmente - Pendolo inverso; <u>Muratura</u> : Un solo piano - Più di un piano; <u>Acciaio</u> : Telaio - Controventi concentrici diagonale tesa - Controventi concentrici a V - Mensola o pendolo invertito - Telaio con tamponature
----------------------------	---

# 4 - REGOLARITA' DELLA STRUTTURA

REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN PIANTA		Regolarità della struttura
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento		SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4		SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione		SI
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA		
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio		SI





Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti <b>[non significativo per le strutture in muratura]</b>	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

## 5 - LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC1	1.35

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.

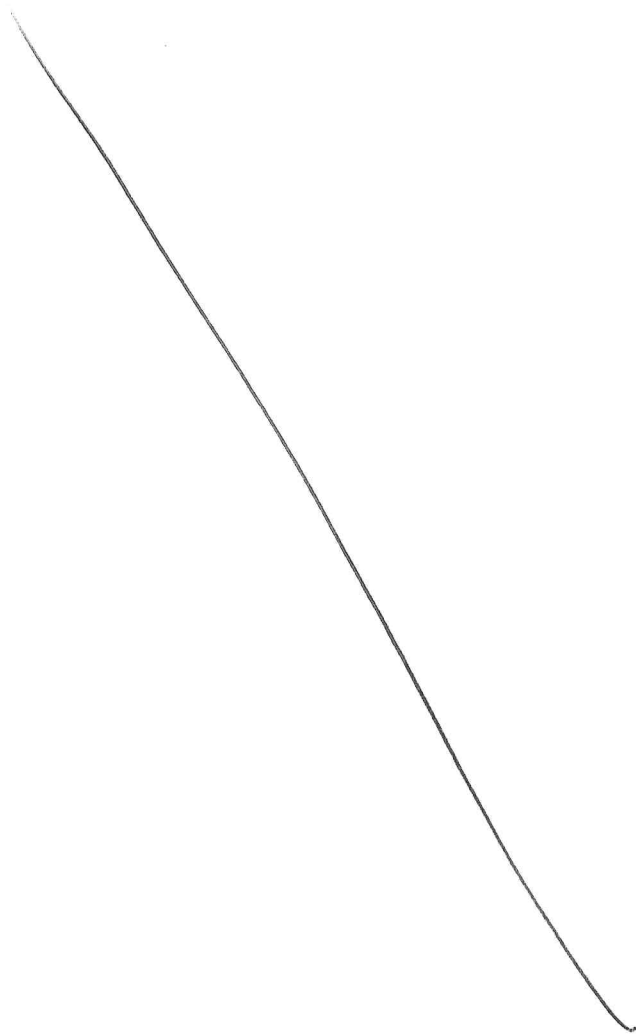
## 6 - MATERIALI

### MATERIALI MURATURA

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	γ <sub>m,v</sub> / γ <sub>m,s</sub>	Caratteristiche Muratura								TRT	
								f <sub>cm(k)</sub> / f <sub>cd,v</sub> / f <sub>cd,s</sub>	f <sub>tm(k)</sub> / f <sub>td,v</sub> / f <sub>td,s</sub>	f <sub>cm(k),0</sub> / f <sub>cd,0,v</sub> / f <sub>cd,0,s</sub>	f <sub>vm(k),0</sub> / f <sub>vd0,v</sub> / f <sub>vd0,s</sub>	τ <sub>0</sub> / τ <sub>0d,v</sub> / τ <sub>0d,s</sub>	μ	λ	M	F	
								[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> ]					
<b>Muratura in pietre a spacco con buona tessitura - (M.P.S.)</b>																	
001	21 000	0,000010	1 740	584	60	F	2,50 2,00	3,20	0,065	3,20	0,065	0,065	0,40	20	2	2	
								0,95	0,019	0,95	0,019	0,019					
								1,19	0,024	1,19	0,024	0,024					
<b>Tufo scuoia - (M.P.)</b>																	
002	14 500	0,000010	1 410	473	60	F	2,50 2,00	2,60	0,060	2,60	0,145	0,060	0,40	20	1	2	
								0,77	0,018	0,77	0,043	0,018					
								0,96	0,022	0,96	0,054	0,022					

LEGENDA:

N <sub>id</sub>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ <sub>k</sub>	Peso specifico.
α <sub>T, i</sub>	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C <sub>Erid</sub>	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E <sub>sisma</sub> = E · C <sub>Erid</sub> ].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
γ <sub>m,s</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
γ <sub>m,v</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
f <sub>cm(k)</sub> / f <sub>cd,v</sub> / f <sub>cd,s</sub>	f <sub>cm(k)</sub> = Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). f <sub>cd,v</sub> = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ <sub>m,v</sub> e LC/FC). f <sub>cd,s</sub> = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di γ <sub>m,s</sub> e LC/FC).
f <sub>tm(k)</sub> / f <sub>td,v</sub> / f <sub>td,s</sub>	f <sub>tm(k)</sub> = Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f <sub>td,v</sub> = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ <sub>m,v</sub> e LC/FC). f <sub>td,s</sub> = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ <sub>m,s</sub> e LC/FC).
f <sub>cm(k),0</sub> / f <sub>cd,0,v</sub> / f <sub>cd,0,s</sub>	f <sub>cm(k),0</sub> = Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f <sub>cd,0,v</sub> = Resistenza di calcolo a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ <sub>m,v</sub> e LC/FC). f <sub>cd,0,s</sub> = Resistenza di calcolo a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ <sub>m,s</sub> e LC/FC).
f <sub>vm(k),0</sub> / f <sub>vd0,v</sub> / f <sub>vd0,s</sub>	f <sub>vm(k),0</sub> = Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f <sub>vd0,v</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ <sub>m,v</sub> e LC/FC). f <sub>vd0,s</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ <sub>m,s</sub> e LC/FC).
τ <sub>0</sub> / τ <sub>0d,v</sub> / τ <sub>0d,s</sub>	τ <sub>0</sub> = Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). τ <sub>0d,v</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ <sub>m,v</sub> e LC/FC). τ <sub>0d,s</sub> = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di γ <sub>m,s</sub> e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.



Caratteristiche Muratura

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T,i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	γ <sub>m,v</sub> / γ <sub>m,s</sub>	f <sub>cm(k)</sub> /	f <sub>tm(k)</sub> /	f <sub>cm(k),0</sub> /	f <sub>vm(k),0</sub> /	τ <sub>0</sub> /	μ	λ	TRT	
								f <sub>cd,v</sub> /	f <sub>td,v</sub> /	f <sub>cd,0,v</sub> /	f <sub>vd,0,v</sub> /				f <sub>cd,s</sub> /	f <sub>td,s</sub> /

**TRT M** Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.  
**TRT F** Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	σ <sub>d,amm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]

LEGENDA:

**SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.  
**σ<sub>d,amm</sub>** Tensione ammissibile per la verifica.

7 - METODO DI ANALISI

Analisi	Metodo di analisi	
	Fattore di comportamento q nella direzione del sisma Sisma orizzontale in direzione X	Sisma orizzontale in direzione Y

Dinamica modale con fattore di struttura q

2.250

2.250

LEGENDA: Metodo di analisi

**Analisi** Tipo di analisi usata per la verifica sismica e il calcolo degli indicatori di rischio sismico.  
**Fattore di comportamento q** [-] = Non significativo per il tipo di analisi usata.

8 - PERIODI FONDAMENTALI E MASSE PARTECIPANTI

Direzione e	Periodo [s]	Modo di vibrare	Periodi fondamentali e masse partecipanti	
			Masse partecipanti [%]	Coefficiente di partecipazione

X

0.095

2

67.94

524.00

Y

0.089

1

68.68

526.84

LEGENDA: Periodi fondamentali e masse partecipanti

**Periodo** Periodo di vibrazione nella direzione considerata.  
**Modo di vibrare** Modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.  
**Masse partecipanti** Percentuale di masse partecipanti relative al modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.  
**Coefficiente di partecipazione** Coefficiente di partecipazione massimo, in valore assoluto, nella direzione considerata.

9 - CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile	
			PGA <sub>c</sub> [a <sub>v</sub> /g]	T <sub>rc</sub> [anni]

SLD

Spostamento Interpiano (SLD)

-

0.9639

>2475

SLO

Spostamento Interpiano (SLO)

-

0.5772

1791

SLV

Carico Limite Terreno

TER

3.2300

>2475

SLV

Deformazione Ultima Maschio

MU

0.9145

>2475

SLV

Pressoflessione Fuoripiano del Maschio

MU

0.1093

69

SLV

Rottura nel Piano del Maschio

MU

0.1873

200

SLD

Cinematismo Ribaltamento

MU

0.0760

27

SLV

Cinematismo Ribaltamento

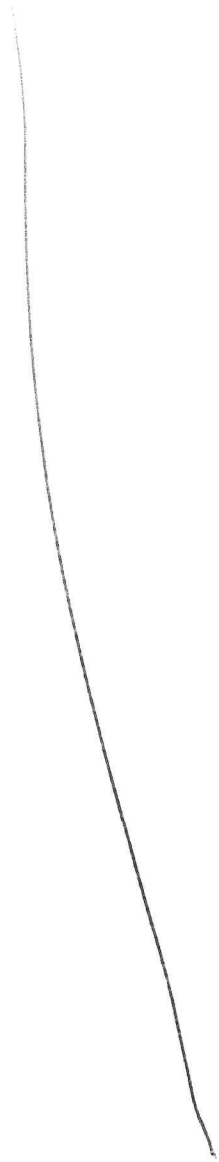
MU

0.1633

151

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<sub>k</sub>+Σ(ψ<sub>2,i</sub>Q<sub>k,i</sub>)]. 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.



## 10 - DOMANDA - ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA <sub>D</sub> [a <sub>g</sub> /g]		T <sub>RD</sub> [anni]
SLO		0.1214	60
SLD		0.1577	101
SLV		0.3902	949
SLC		0.4490	1950

### 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 ( $S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$ ).

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

## 11 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$		$\alpha_{TR}$
SLO		4.753	4.025
SLD		0.482	0.582
SLV		0.280	0.341

### 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.

**$\zeta_B (\alpha_{PGA})$**  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.

**N.B.**

$\zeta_B$ : simbologia NTC18;

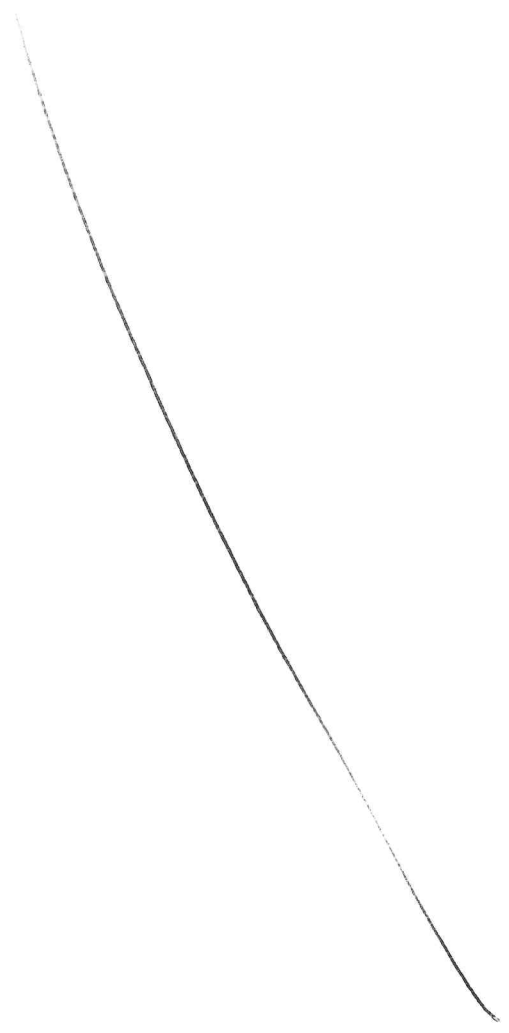
$\alpha_{PGA}$ : simbologia NTC08.

**$\alpha_{TR}$**  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.

23/03/2022

Il tecnico verificatore





## REFERTO DI PUBBLICAZIONE

Il sottoscritto

Attesta

Che copia della presente deliberazione:

è stata affissa all'albo pretorio comunale online il giorno 02/3/23 con il numero \_\_\_\_\_  
Per rimanervi per quindici giorni consecutivi (art.124, c.1, D.Lgs 267/2000);  
 è stata trasmessa in elenco con protocollo n. 3000, in data 02/3/23, ai capigruppo  
Consiliari (art.125, del D. Lgs 267/2000).

Dalla Residenza Comunale, li 02/3/23  
Il Responsabile delle Pubblicazioni

---

## CERTIFICATO DI ESECUTIVITA'

Il sottoscritto, visti gli atti d'ufficio

ATTESTA

Che la presente deliberazione:

- E' divenuta esecutiva il giorno \_\_\_\_\_ essendo decorsi 10 giorni dalla scadenza della  
Pubblicazione (art.134, c.3, D. Lgs 267/2000);  
 E' divenuta esecutiva il giorno 02/3/23, essendo stata dichiarata immediatamente  
Eseguibile con espressa e separata votazione (art.134, c.4, D.Lgs 267/2000);  
 E' stata affissa all'Albo Pretorio comunale, come previsto dall'art.124, c.per quindici giorni  
consecutivi dal \_\_\_\_\_ al \_\_\_\_\_

Dalla Residenza Comunale, li 02/3/23

Il Segretario Comunale

