

committente



Via Lungotevere Tor di Nona, 1
00186 - Roma

EFFICIENTAMENTO ENERGETICO E MIGLIORAMENTO SISMICO DEL PATRIMONIO DELL'ATER PROVINCIA DI ROMA

Ai sensi dell'Art. 183 comma 15 D.LGS 50/16

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

R.T.I. Costituendo

Mandataria



FREE Energy Saving s.r.l.
via Ufente, 20 - 04100 Latina

Mandanti



Rogedil Servizi s.r.l.

Via Ada Negri, 66 - 00137 ROMA
Tel. 06 82002948 Fax 06 82097772
email: servizi@rogedil.com

LUXMASTER +

LUXMASTER Plus s.r.l.
Piazza Della Repubblica, 24 - 20124 Milano

responsabile di progetto

Ing. Giorgio Saraceno

responsabile coordinamento progetto

Arch. Maurizio Romano

progetto architettonico

Arch. Francesco Maria Azzopardi

LUXMASTER Engineering s.r.l.

Arch. Pietro Domenico Bertucci



progetto strutturale

Ing. Mariella Cosimi

progetto impiantistico

Arch. Francesco Maria Azzopardi



Comune di Palestrina

Relazione tecnica - Palestrina

| anno | n. prog. anno | cod.ciente | categoria | sottocategoria | località | fase | n. | rev. | capitolo | tipologia |
|---------|---------------|------------|-----------|----------------|----------|------|-----|------|----------|-----------|
| 20 | 005 | 411 | ATER | PRR | PAL | F | 001 | 0 | D | R |
| formato | | | | | | | | | scala | |
| A4 | | | | | | | | | - | |

| data | rev | disciplina | redatto | controllato | approvato | codice |
|----------|-----|------------|---------|-------------|-----------|--------|
| set-2020 | 0 | generale | Pias | Azzopardi | Saraceno | - |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. INTERVENTO STRUTTURALE | 9 |
| 1.1. Tipologia PT01 | 11 |
| 1.1.1. Individuazione dei siti in esame..... | 11 |
| 1.1.2. Determinazione della categoria di sottosuolo | 11 |
| 1.1.3. Analisi sismica..... | 14 |
| 1.1.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q | 14 |
| 1.1.3.2. Spettri di risposta..... | 15 |
| 1.1.4. Carichi di progetto | 16 |
| 1.1.4.1. Carico della neve..... | 16 |
| 1.1.4.2. Carico del vento..... | 17 |
| 1.1.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 22 |
| 1.1.5.1. Sintesi degli interventi previsti..... | 23 |
| 1.1.6. Conclusioni | 24 |
| 1.2. Tipologia PT02 | 25 |
| 1.2.1. Individuazione dei siti in esame..... | 25 |
| 1.2.2. Determinazione della categoria di sottosuolo | 25 |
| 1.2.3. Analisi sismica..... | 28 |
| 1.2.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q | 28 |
| 1.2.3.2. Spettri di risposta..... | 29 |
| 1.2.4. Carichi di progetto | 30 |
| 1.2.4.1. Carico della neve..... | 30 |
| 1.2.4.2. Carico del vento..... | 31 |
| 1.2.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 36 |
| 1.2.5.1. Sintesi degli interventi previsti..... | 37 |
| 1.2.6. Conclusioni | 38 |
| 1.3. Tipologia PT03 | 40 |
| 1.3.1. Individuazione dei siti in esame..... | 40 |
| 1.3.2. Determinazione della categoria di sottosuolo | 40 |
| 1.3.3. Analisi sismica..... | 43 |

| | | |
|-------------|---|-----------|
| 1.3.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 43 |
| 1.3.3.2. | Spettri di risposta..... | 44 |
| 1.3.4. | Carichi di progetto | 45 |
| 1.3.4.1. | Carico della neve..... | 45 |
| 1.3.4.2. | Carico del vento..... | 46 |
| 1.3.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 51 |
| 1.3.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 52 |
| 1.3.6. | Conclusioni | 53 |
| 1.4. | Tipologia PT04 | 54 |
| 1.4.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 54 |
| 1.4.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 54 |
| 1.4.3. | Analisi sismica..... | 57 |
| 1.4.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 57 |
| 1.4.3.2. | Spettri di risposta..... | 58 |
| 1.4.4. | Carichi di progetto | 59 |
| 1.4.4.1. | Carico della neve..... | 59 |
| 1.4.4.2. | Carico del vento..... | 60 |
| 1.4.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 65 |
| 1.4.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 66 |
| 1.4.6. | Conclusioni | 67 |
| 1.5. | Tipologia PT05 | 68 |
| 1.5.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 68 |
| 1.5.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 68 |
| 1.5.3. | Analisi sismica..... | 71 |
| 1.5.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 71 |
| 1.5.3.2. | Spettri di risposta..... | 72 |
| 1.5.4. | Carichi di progetto | 73 |
| 1.5.4.1. | Carico della neve..... | 73 |
| 1.5.4.2. | Carico del vento..... | 74 |
| 1.5.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 79 |

| | | |
|-------------|---|------------|
| 1.5.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 80 |
| 1.5.6. | Conclusioni | 81 |
| 1.6. | Tipologia PT06 | 82 |
| 1.6.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 82 |
| 1.6.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 82 |
| 1.6.3. | Analisi sismica..... | 85 |
| 1.6.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 85 |
| 1.6.3.2. | Spettri di risposta..... | 86 |
| 1.6.4. | Carichi di progetto | 87 |
| 1.6.4.1. | Carico della neve..... | 87 |
| 1.6.4.2. | Carico del vento..... | 88 |
| 1.6.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 93 |
| 1.6.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 94 |
| 1.6.6. | Conclusioni | 95 |
| 1.7. | Tipologia PT07 | 96 |
| 1.7.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 96 |
| 1.7.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 96 |
| 1.7.3. | Analisi sismica..... | 98 |
| 1.7.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 99 |
| 1.7.3.2. | Spettri di risposta..... | 100 |
| 1.7.4. | Carichi di progetto | 101 |
| 1.7.4.1. | Carico della neve..... | 101 |
| 1.7.4.2. | Carico del vento..... | 102 |
| 1.7.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 107 |
| 1.7.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 107 |
| 1.7.6. | Conclusioni | 108 |
| 1.8. | Tipologia PT08 | 109 |
| 1.8.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 109 |
| 1.8.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 109 |
| 1.8.3. | Analisi sismica..... | 112 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 1.8.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 112 |
| 1.8.3.2. | Spettri di risposta | 114 |
| 1.8.4. | Carichi di progetto | 115 |
| 1.8.4.1. | Carico della neve | 115 |
| 1.8.4.2. | Carico del vento | 116 |
| 1.8.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 121 |
| 1.8.5.1. | Sintesi degli interventi previsti | 122 |
| 1.8.6. | Conclusioni | 123 |
| 1.9. | Tipologia PT09 | 124 |
| 1.9.1. | Individuazione dei siti in esame | 124 |
| 1.9.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 124 |
| 1.9.3. | Analisi sismica | 127 |
| 1.9.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 127 |
| 1.9.3.2. | Spettri di risposta | 128 |
| 1.9.4. | Carichi di progetto | 129 |
| 1.9.4.1. | Carico della neve | 129 |
| 1.9.4.2. | Carico del vento | 130 |
| 1.9.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 135 |
| 1.9.5.1. | Sintesi degli interventi previsti | 135 |
| 1.9.6. | Conclusioni | 136 |
| 1.10. | Tipologia PT10 | 137 |
| 1.10.1. | Individuazione dei siti in esame | 137 |
| 1.10.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 138 |
| 1.10.3. | Analisi sismica | 140 |
| 1.10.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 140 |
| 1.10.3.2. | Spettri di risposta | 142 |
| 1.10.4. | Carichi di progetto | 143 |
| 1.10.4.1. | Carico della neve | 143 |
| 1.10.4.2. | Carico del vento | 144 |
| 1.10.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 149 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 1.10.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 149 |
| 1.10.6. | Conclusioni | 150 |
| 1.11. | Tipologia PT11..... | 151 |
| 1.11.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 151 |
| 1.11.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 151 |
| 1.11.3. | Analisi sismica..... | 154 |
| 1.11.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 154 |
| 1.11.3.2. | Spettri di risposta..... | 155 |
| 1.11.4. | Carichi di progetto | 156 |
| 1.11.4.1. | Carico della neve..... | 156 |
| 1.11.4.2. | Carico del vento..... | 157 |
| 1.11.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 162 |
| 1.11.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 163 |
| 1.11.6. | Conclusioni | 164 |
| 1.12. | Tipologia PT12 | 165 |
| 1.12.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 165 |
| 1.12.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 165 |
| 1.12.3. | Analisi sismica..... | 168 |
| 1.12.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 168 |
| 1.12.3.2. | Spettri di risposta..... | 169 |
| 1.12.4. | Carichi di progetto | 170 |
| 1.12.4.1. | Carico della neve..... | 170 |
| 1.12.4.2. | Carico del vento..... | 171 |
| 1.12.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 176 |
| 1.12.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 176 |
| 1.12.6. | Conclusioni | 177 |
| 1.13. | Tipologia PT13 | 178 |
| 1.13.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 178 |
| 1.13.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 178 |
| 1.13.3. | Analisi sismica..... | 181 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 1.13.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 181 |
| 1.13.3.2. | Spettri di risposta..... | 182 |
| 1.13.4. | Carichi di progetto | 183 |
| 1.13.4.1. | Carico della neve..... | 183 |
| 1.13.4.2. | Carico del vento..... | 184 |
| 1.13.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 189 |
| 1.13.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 189 |
| 1.13.6. | Conclusioni | 190 |
| 1.14. | Tipologia PT14 | 191 |
| 1.14.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 191 |
| 1.14.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 191 |
| 1.14.3. | Analisi sismica..... | 194 |
| 1.14.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 194 |
| 1.14.3.2. | Spettri di risposta..... | 195 |
| 1.14.4. | Carichi di progetto | 196 |
| 1.14.4.1. | Carico della neve..... | 196 |
| 1.14.4.2. | Carico del vento..... | 197 |
| 1.14.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 202 |
| 1.14.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 202 |
| 1.14.6. | Conclusioni | 203 |
| 1.15. | Tipologia PT16 | 204 |
| 1.15.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 204 |
| 1.15.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 204 |
| 1.15.3. | Analisi sismica..... | 207 |
| 1.15.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 207 |
| 1.15.3.2. | Spettri di risposta..... | 208 |
| 1.15.4. | Carichi di progetto | 209 |
| 1.15.4.1. | Carico della neve..... | 209 |
| 1.15.4.2. | Carico del vento..... | 210 |
| 1.15.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato | 215 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 1.15.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 216 |
| 1.15.6. | Conclusioni | 218 |
| 1.16. | Tipologia PT17 | 219 |
| 1.16.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 219 |
| 1.16.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 219 |
| 1.16.3. | Analisi sismica..... | 222 |
| 1.16.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 222 |
| 1.16.3.2. | Spettri di risposta..... | 223 |
| 1.16.4. | Carichi di progetto | 224 |
| 1.16.4.1. | Carico della neve..... | 224 |
| 1.16.4.2. | Carico del vento..... | 225 |
| 1.16.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 230 |
| 1.16.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 230 |
| 1.16.6. | Conclusioni | 231 |
| 1.17. | Tipologia PT18 | 232 |
| 1.17.1. | Individuazione dei siti in esame..... | 232 |
| 1.17.2. | Determinazione della categoria di sottosuolo | 232 |
| 1.17.3. | Analisi sismica..... | 234 |
| 1.17.3.1. | Determinazione del fattore di comportamento q | 235 |
| 1.17.3.2. | Spettri di risposta..... | 236 |
| 1.17.4. | Carichi di progetto | 237 |
| 1.17.4.1. | Carico della neve..... | 237 |
| 1.17.4.2. | Carico del vento..... | 238 |
| 1.17.5. | Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura | 243 |
| 1.17.5.1. | Sintesi degli interventi previsti..... | 243 |
| 1.17.6. | Conclusioni | 244 |
| 2. | INTERVENTI DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO..... | 245 |
| 2.1. | Inquadramento | 245 |
| 2.1.1. | Dati climatici..... | 245 |
| 2.2. | Tipologia edifici..... | 245 |

| | | |
|-------------|---|------------|
| 2.2.1. | Classificazione per tipologie edilizie affini | 247 |
| 2.3. | Interventi di efficientamento energetico | 265 |
| 2.3.1. | Interventi passivi: involucro edilizio | 265 |
| 2.3.2. | Interventi attivi: impianti di riscaldamento | 266 |

1. INTERVENTO STRUTTURALE

Per quanto riguarda il Comune di Palestrina sono state individuate 17 tipologie strutturali differenti di edifici, raggruppati in funzione delle seguenti caratteristiche:

- stessa geometria in pianta ed altezza;
- stesso tipo di copertura;
- zone omogenee in prospettiva sismica (categoria topografica);
- stessa tipologia costruttiva;
- presenza del piano interrato.

Attraverso la suddivisione introdotta, nei paragrafi che seguono sono analizzati nel dettaglio in funzione della tipologia individuata, tutti gli interventi strutturali atti a garantire un miglioramento sismico dell'edificio di almeno una classe sismica.

Di seguito si riporta la tabella completa che raggruppa tutte le tipologie strutturali individuate.

| CITTA' | TIPOLOGIA | INDIRIZZO |
|------------|-----------|--|
| PALESTRINA | PT01 | VIA MANTOVA 1-3-5 E 27-29 |
| PALESTRINA | PT02 | VIA C.L. ANTONELLI 10-12-14 – CDE |
| PALESTRINA | PT02 | VIA C.L. ANTONELLI 16-18-20 – ILM |
| PALESTRINA | PT02 | VIA C.L. ANTONELLI 11-13-15 - FGH |
| PALESTRINA | PT03 | VIALE UNGHERIA 24 – C |
| PALESTRINA | PT03 | VIALE UNGHERIA 26 – B |
| PALESTRINA | PT03 | VIALE UNGHERIA 32 - A |
| PALESTRINA | PT04 | VIA LATINA 8-10-12 |
| PALESTRINA | PT05 | VIALE UNGHERIA 22 – D |
| PALESTRINA | PT05 | VIALE UNGHERIA 28 – E |
| PALESTRINA | PT05 | VIALE UNGHERIA 30 – F |
| PALESTRINA | PT06 | VIA LATINA 4-6 – NO |
| PALESTRINA | PT07 | VIA DELLA CROCE 5-7 - DE |
| PALESTRINA | PT08 | VIA SAN GIOVANNI 7-9-11-13 – 1° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA SAN GIOVANNI 12-14-16-18 - 2° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA SAN GIOVANNI 15-17-19-21 – 3° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA PIO XII 90-92-94-96 – 4° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA PIO XII 98-100-102-104 – 5° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA DELLA STELLA 11-13-15 E VIA PEDEMONTANA 7 – 6° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA DELLA STELLA 17-19-21 E VIA PEDEMONTANA 9 – 7° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 1° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 2° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 5° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 4° |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 2 – A |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 4 – B |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 6 – C |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 8 – D |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 1- E |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 3- F |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 5- G |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 7- H |
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 1 – I |

| | | |
|-------------------|------|------------------------------------|
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 5 – L |
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 8 – M |
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 11 - N |
| PALESTRINA | PT11 | VIA MANTOVA 26-28-30 |
| PALESTRINA | PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 2 |
| PALESTRINA | PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 4 |
| PALESTRINA | PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 6 |
| PALESTRINA | PT13 | VIA FILIPPO BANDIERA 8-10-12 |
| PALESTRINA | PT14 | VIA PRENESTINA NUOVA 35 |
| PALESTRINA | PT16 | VIA C.L. ANTONELLI 7-9 |
| PALESTRINA | PT17 | VIA DELLA CROCE 9 |
| PALESTRINA | PT18 | VIA DELLA CROCE 1-3 – BC |

1.1. Tipologia PT01

1.1.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|---------------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT01 | Via Mantova/Via Latina 14-16-18 | 41.4959° | 12.5256° |

Tabella 1. Parametri generali del sito in esame

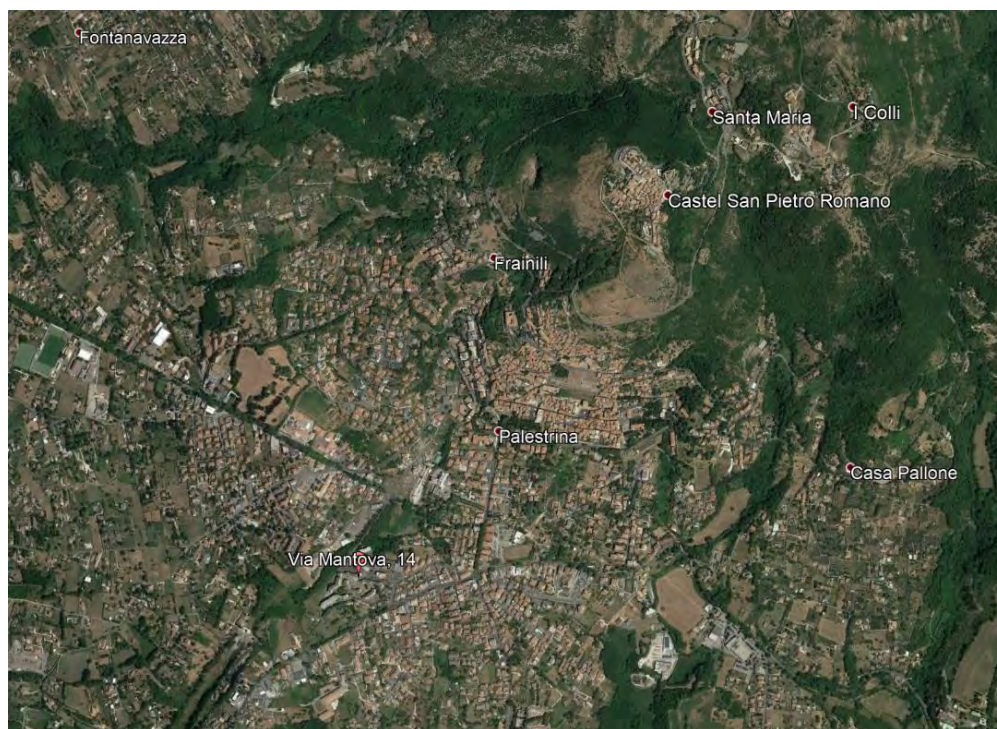


Figura 1. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.1.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco

(Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di Vs che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V _{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

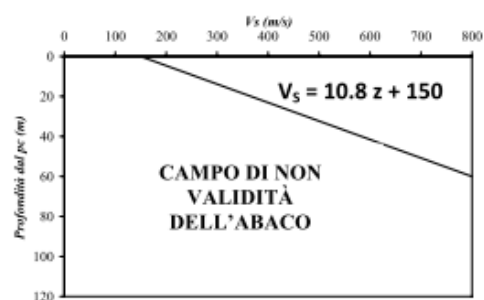


Tabella 2. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità Vs con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità Vs pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

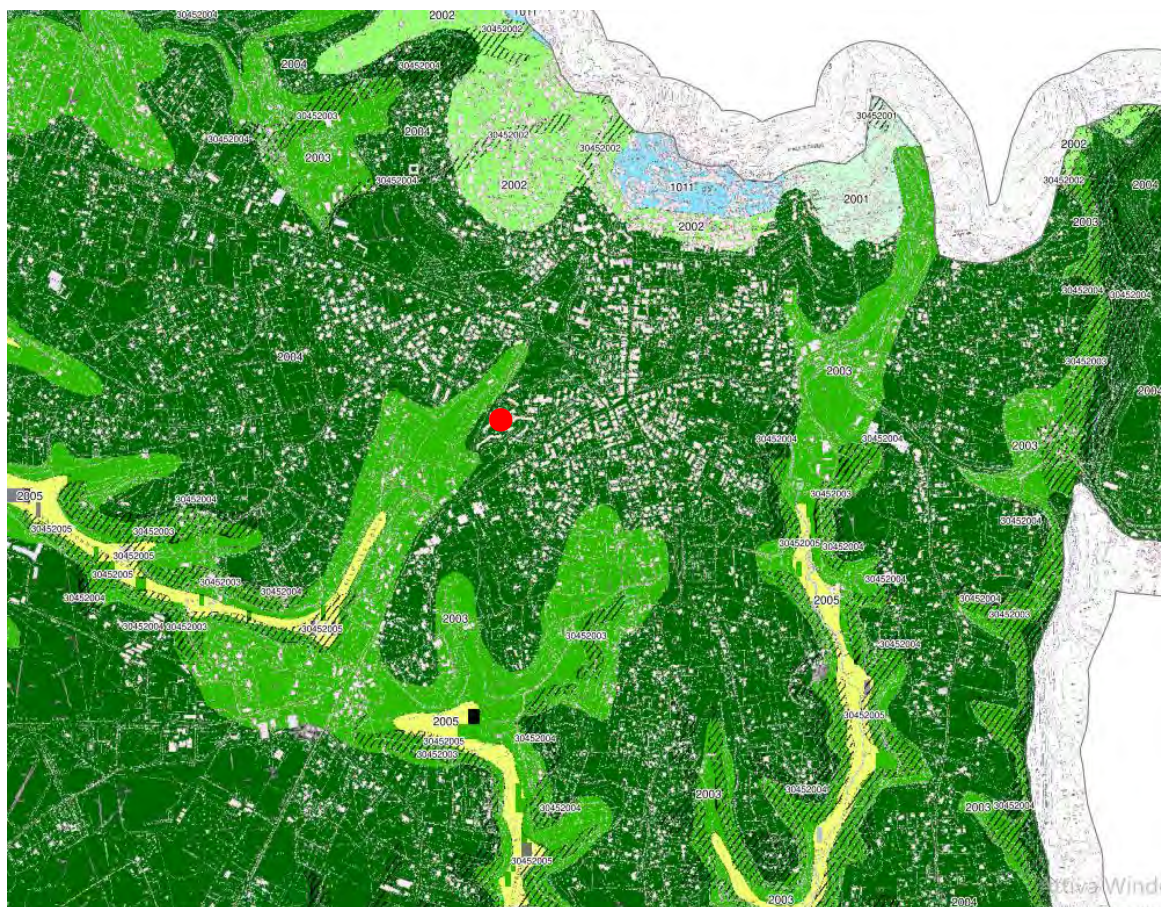


Figura 2. Zona omogenea in prospettiva sismica

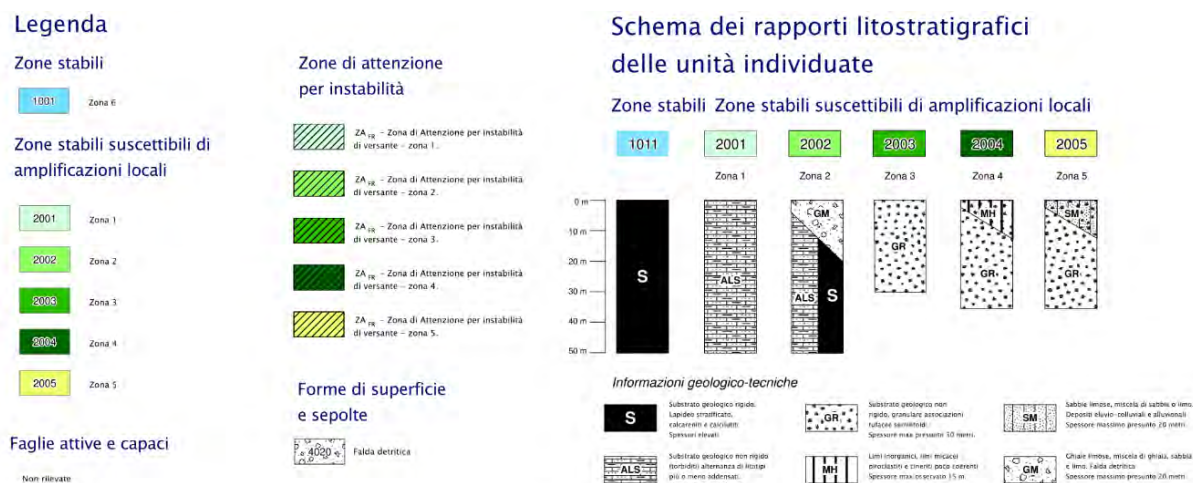


Tabella 3. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*” .

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 4. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 5. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.1.3. Analisi sismica

1.1.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.15 | 1 | 3.45 | 3.45 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 6. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.1.3.2. Spettri di risposta

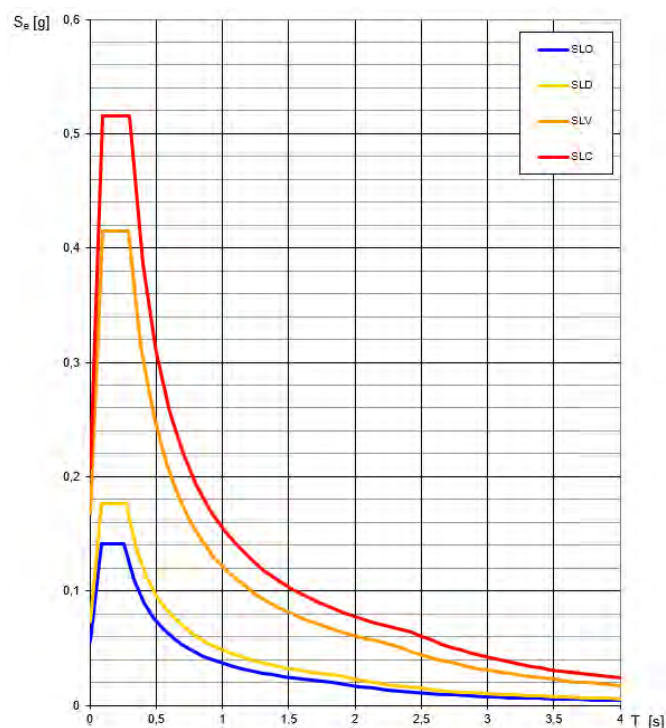


Figura 3. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

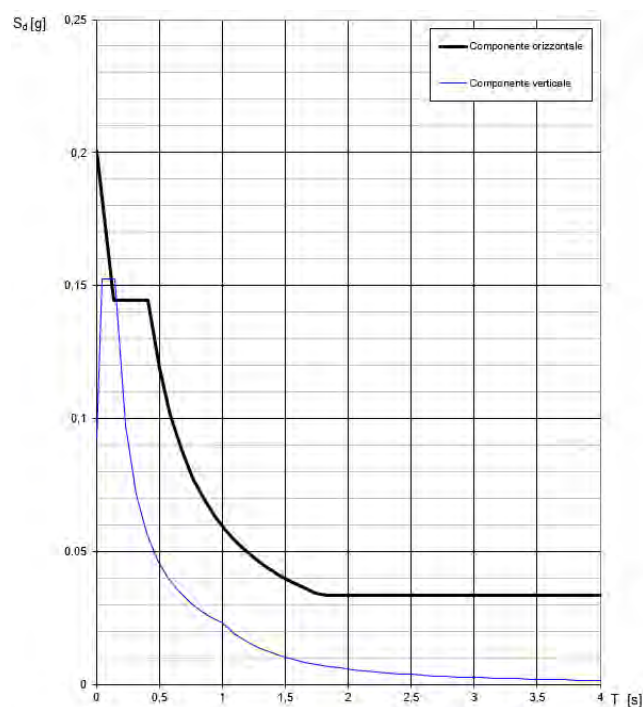


Figura 4. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

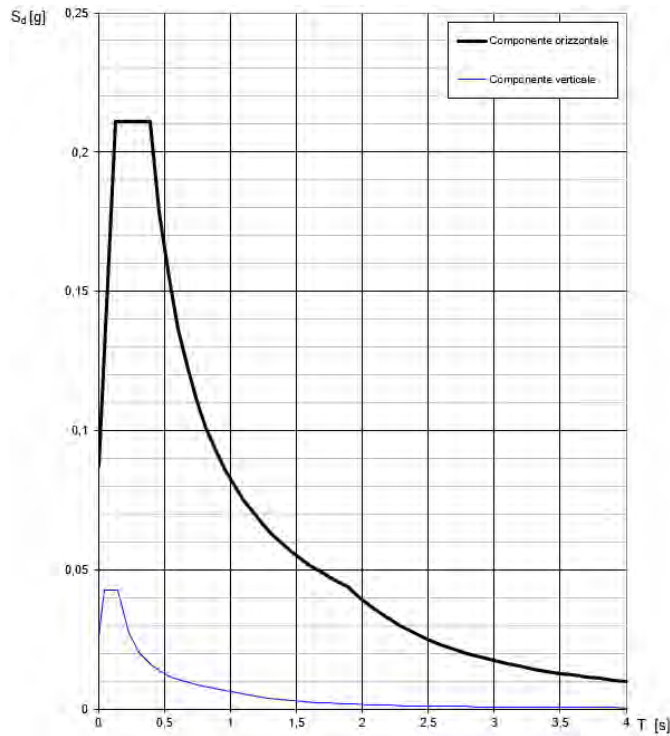


Figura 5. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.1.4. Carichi di progetto

1.1.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 7. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

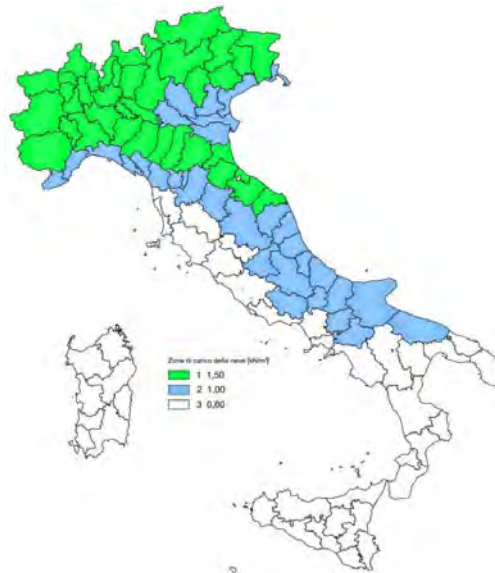


Figura 6. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 8. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|---------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 408 | 88 | 0,8 | 1 | 1 | 70 |

Tabella 9. Determinazione del carico da neve in copertura

1.1.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 7. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 8. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 408 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

• c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 10. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 11. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|------|------|----|
| | costa | | | | | |
| | mare | | | | | |
| | 2 km | 10 km | 30 km | 500m | 750m | |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

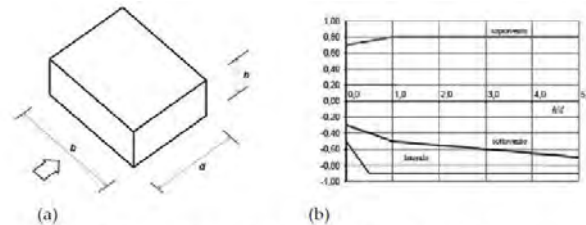
Tabella 12. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2.211 | 1,634 |

Tabella 13. Definizione dei coefficienti di esposizione

• c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 14. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|----|------|------|------|----------------------|----------------------|
| 85 | 10.3 | 18.5 | 1.78 | 0,80 | -0,54 |

Tabella 15. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA PIANA

Per la copertura piana, l'altezza di riferimento z_e è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito:

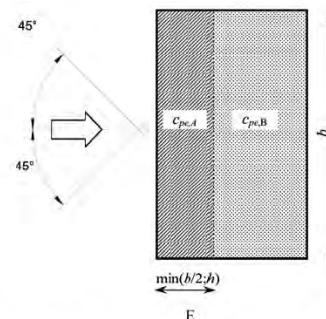


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

| | |
|---|-----------------------|
| Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h : | $c_{pe,A} = -0,80$ |
| Restanti zone | $c_{pe,B} = \pm 0,20$ |

Tabella 16. Definizione c_{pe} per coperture piano

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -626 |
| p_{max} (daN/m ²) | 605 | -846 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -1110 | -504 |

1.1.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.1.5.1. Sintesi degli interventi previsti

ISOLATORI SISMICI

L'isolamento sismico alla base di un edificio comporta una notevole riduzione della azione sismica, tale da annullare la necessità di procedere ad opere di rinforzo della struttura.

La funzione principale svolta dall'isolatore sismico è quella di consentire il disaccoppiamento della sovrastruttura dalla fondazione. Ne consegue la riduzione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura, che si comporta come un corpo rigido al di sopra degli isolatori.

Gli effetti sono:

- incremento del periodo proprio di oscillazione della struttura, che si allontana dal periodo dominante dei terremoti;
- sensibile riduzione delle forze di progetto da applicare alla sovrastruttura.

L'operazione richiede il taglio dei pilastri nella zona di collegamento con la fondazione. Durante tale operazione, occorre trasferire il carico dalla zona sovrastante a quella sottostante la sezione di taglio.

Lo schema statico della sovrastruttura è alterato poiché si inserisce una cerniera nel pilastro e quindi occorre apportare opportuni rinforzi locali in modo che la struttura modificata sia in grado di resistere alle sollecitazioni.

L'isolamento sismico comporta limitate interferenze con l'esistente:

- gli interventi sono eseguiti solo al livello del piano di isolamento;
- l'utilizzo del fabbricato e delle attività che vi si svolgono non sono interrotti, se non per periodi limitati.

Come per la tipologia di interventi riportati ai paragrafi precedenti, l'efficacia degli interventi da eseguire per l'isolamento sismico può essere valutata solo con analisi strutturale condotta con idonei programmi di calcolo, mediante modellazione della struttura agli elementi finiti, previo rilievo dettagliato della geometria strutturale e caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti gli elementi resistenti attuali da eseguire sulla base di una campagna di indagini in sito e prove di laboratorio.

1.1.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di appositi isolatori sismici alla base opportunamente dimensionati per garantire un comportamento disaccoppiato della struttura e per garantire una centratura tra il centro di massa e centro di rigidezza. Nel miglioramento sismico con isolatori, si è garantito che la sovrastruttura e sottostruttura sia mantenuta in campo elastico. Si è scelto quindi di utilizzare questo tipo di intervento in quanto, dai sopralluoghi effettuati, si è riscontrato che le attività per garantire un isolamento sismico alla base dell'edificio non vanno ad interferire in alcun modo né in termini di organizzazione né di sicurezza con il regolare esercizio della struttura.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di 2 classe di rischio, ovvero al miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.2. Tipologia PT02

1.2.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|----------------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT02 | Via C. L. Antonelli 10-12-14 CDE | 41.5004° | 12.5247° |
| Roma | Palestrina | PT02 | Via C. L. Antonelli 16-18-20 | 41.5004° | 12.5247° |
| Roma | Palestrina | PT02 | Via C. L. Antonelli 11-13-15 FGH | 41.5007° | 12.5244° |

Tabella 17. Parametri generali del sito in esame

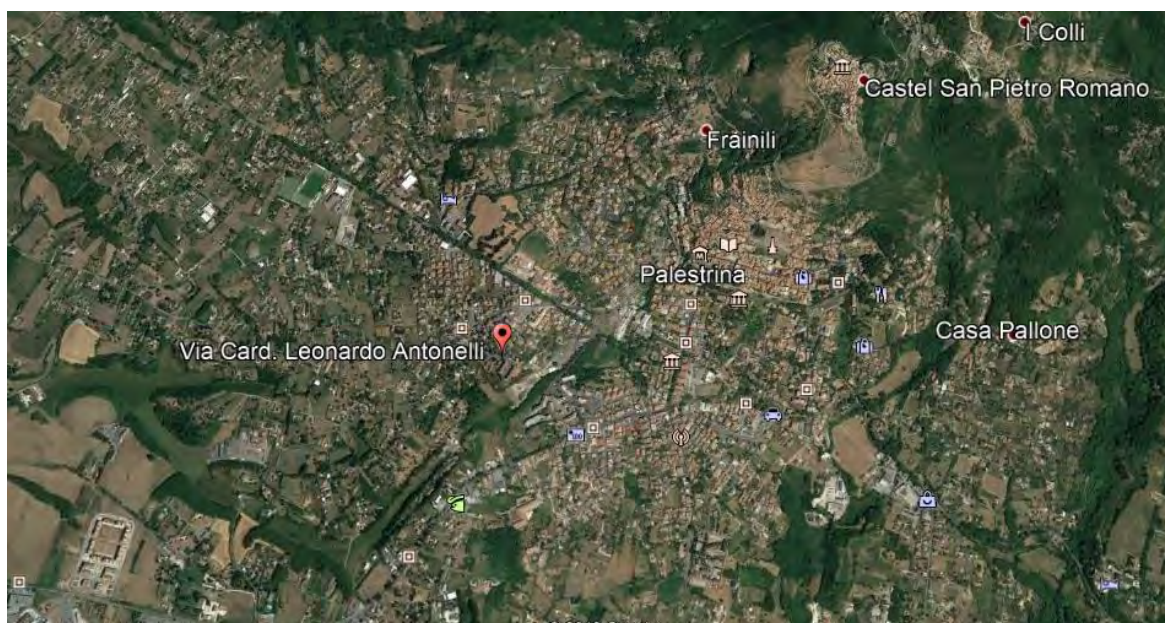


Figura 9. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.2.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco

(Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di Vs che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V _{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

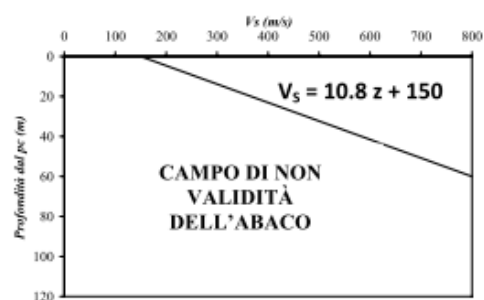


Tabella 18. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità Vs con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità Vs pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

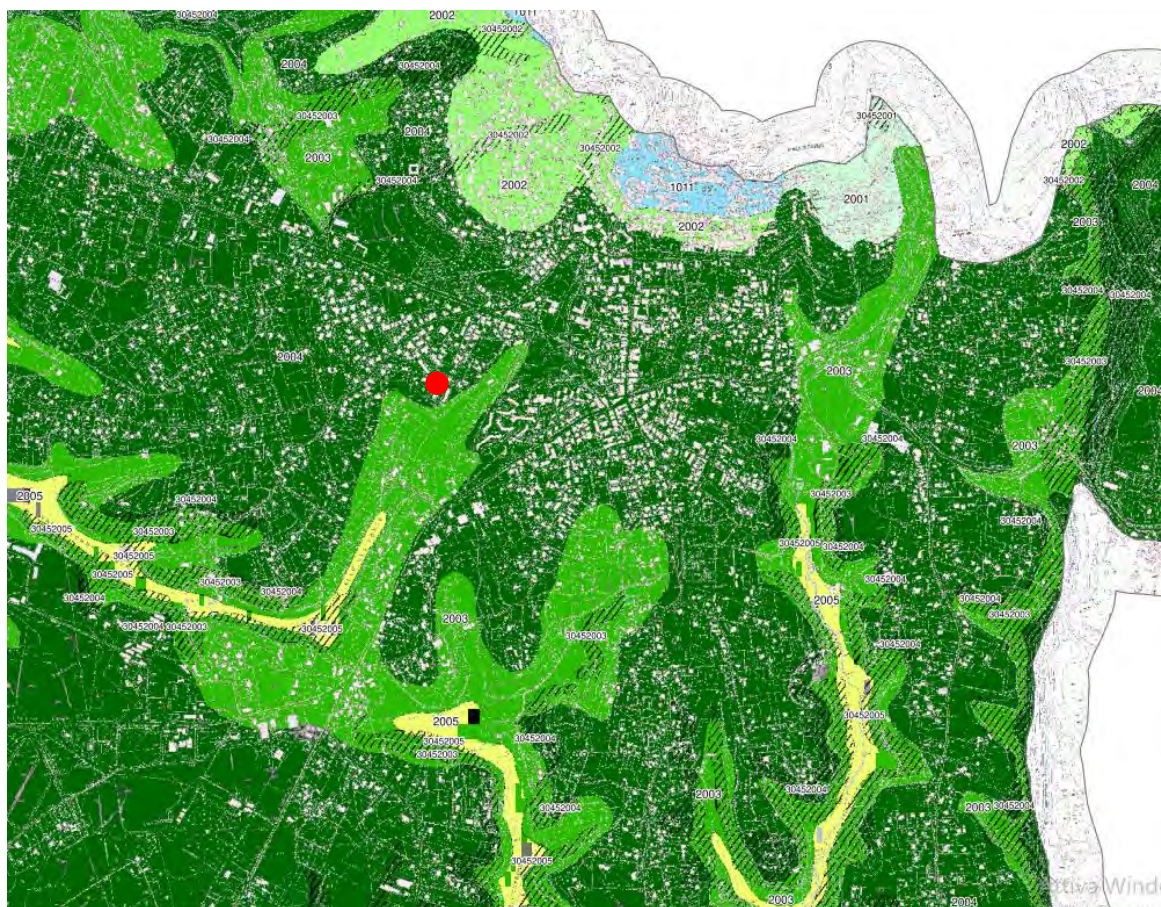


Figura 10. Zona omogenea in prospettiva sismica

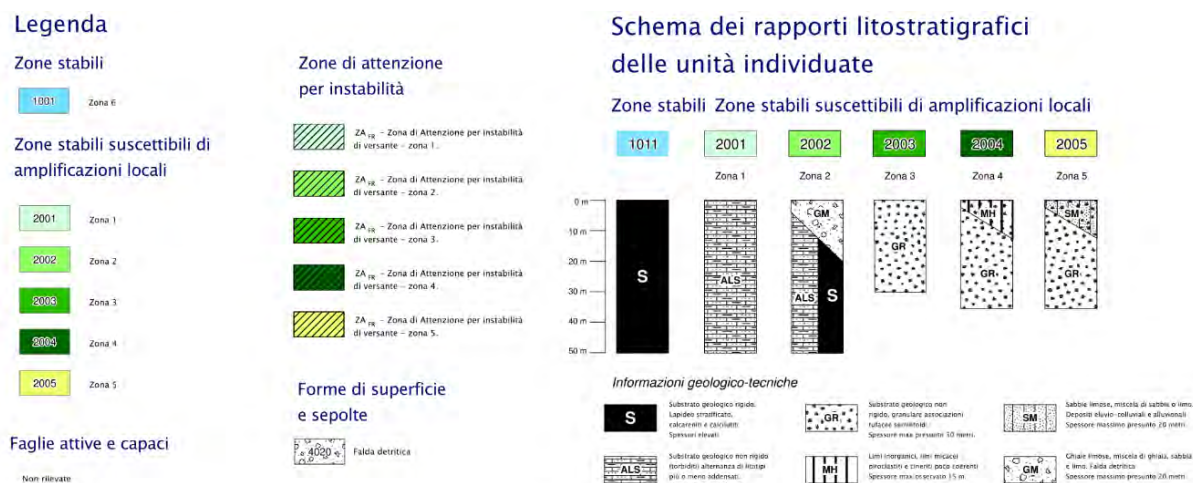


Tabella 19. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 20. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 21. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.2.3. Analisi sismica

1.2.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | si | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.3 | 1 | 3.9 | 3.9 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 22. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.2.3.2. Spettri di risposta

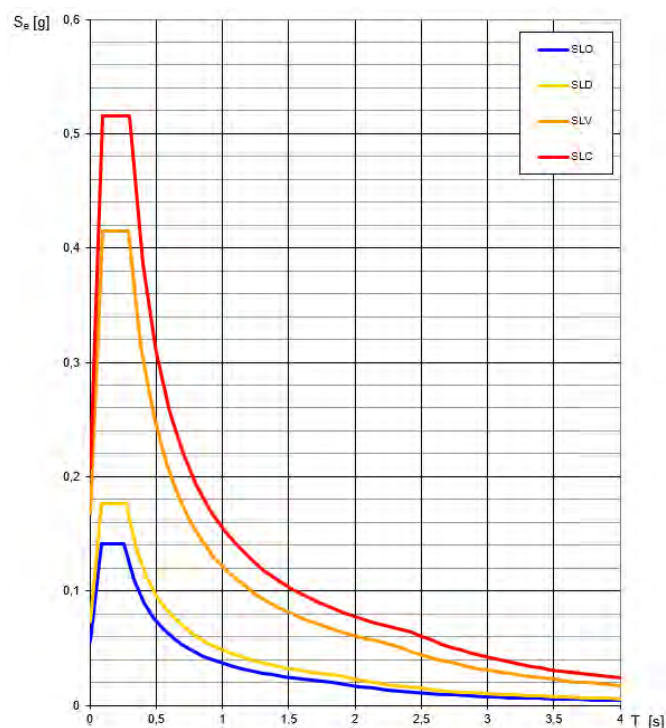


Figura 11. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

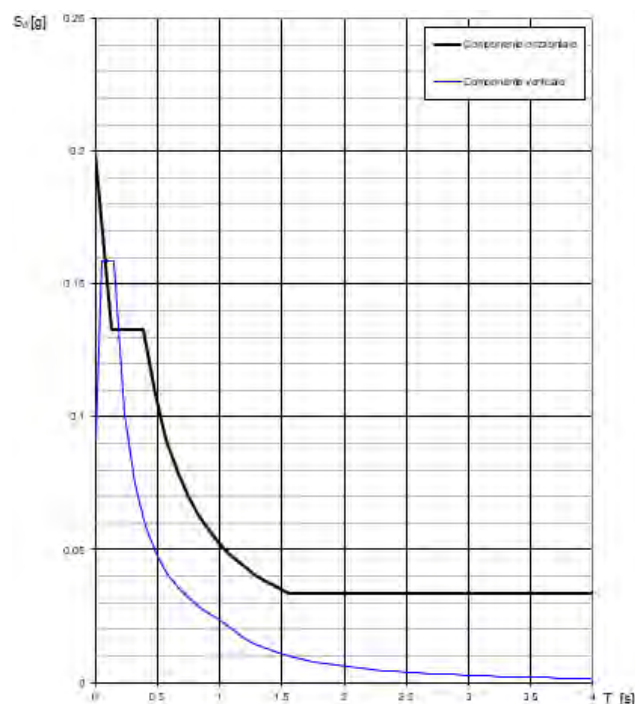


Figura 12. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

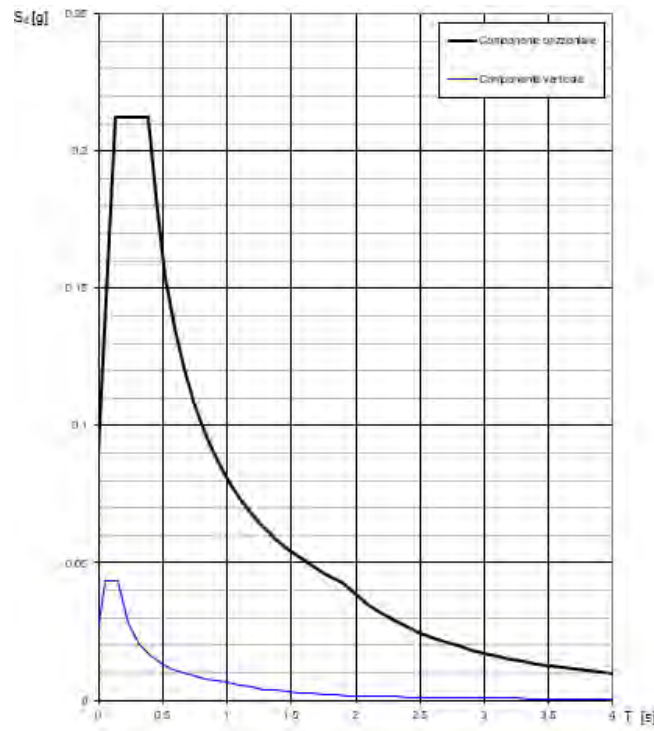


Figura 13. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.2.4. Carichi di progetto

1.2.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 23. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

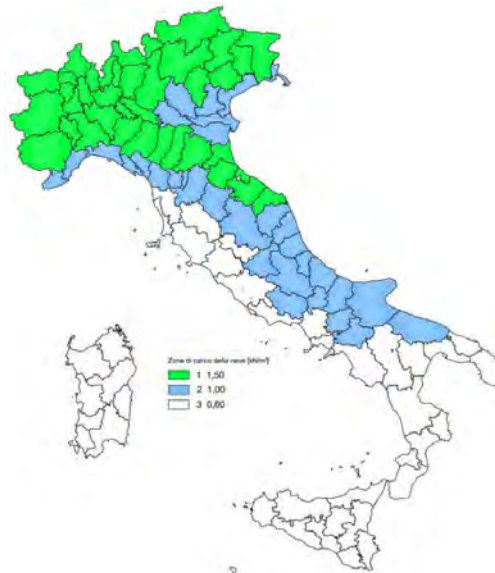


Figura 14. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 24. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|---------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 408 | 88 | 0,8 | 1 | 1 | 70 |

Tabella 25. Determinazione del carico da neve in copertura

1.2.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * c_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 15. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 16. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 408 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

• c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 26. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 27. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

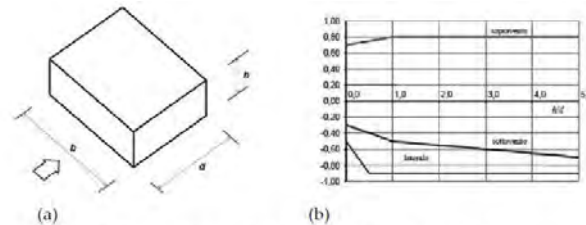
Tabella 28. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,797 | 1,634 |

Tabella 29. Definizione dei coefficienti di esposizione

• c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 30. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|------|------|------|------|----------------------|----------------------|
| 57,5 | 11,6 | 10,2 | 0.88 | 0,79 | -0,48 |

Tabella 31. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

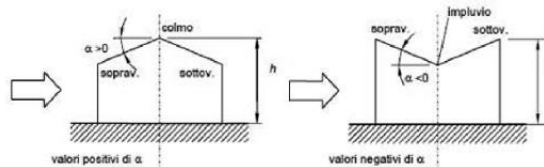


Figura 17. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 32. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 33. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

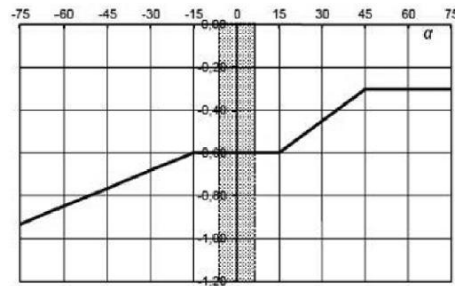


Tabella 34. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

- c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 438 | -579 |
| p_{max} (daN/m ²) | 482 | -636 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -574 | -574 |

1.2.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.2.5.1. Sintesi degli interventi previsti

INCAMICIATURA DEI PILASTRI E DEI NODI PILASTRO-TRAVE “JACKETING”

L'incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave, il cosiddetto “jacketing”, è una efficace tecnica di rinforzo ottenuta mediante il ringrosso della sezione originaria con una camicia di calcestruzzo armato.

Attraverso l'utilizzo di questa soluzione, si ottengono contemporaneamente una serie di benefici per la correzione dei difetti costruttivi tipici del passato, come l'aumento della rigidezza, l'incremento delle resistenze a flessione e a taglio, l'accrescimento della duttilità, contribuendo a raggiungere agevolmente il miglioramento/adeguamento sismico.

La tecnica dell'incamiciatura in c.a. permette di soddisfare il criterio progettuale del “capacity design” (gerarchia delle resistenze) in base al quale si progettano le strutture prevedendo prima il cedimento delle travi e poi quello dei pilastri.

L'intervento prevede di avvolgere in modo continuo il pilastro e ove questo non fosse possibile per esempio nel nodo di facciata dove la staffa è in corrispondenza del solaio o nel caso in cui risulti problematico prevedere l'evacuazione dell'edificio, si potranno realizzare dei fori inclinati nel pilastro inserendo le staffe fissate con opportune resine. Le barre in questo modo potranno anche svolgere la funzione di armatura a taglio del nodo.

Le fasi esecutive del ringrosso dei pilastri con camicia in betoncino armato prevede la rimozione del copriferro se degradato o comunque almeno la scarnitura superficiale anche se in buono stato di conservazione per poter far affidamento su una superficie di aggrappo idonea al nuovo calcestruzzo.

Successivamente viene posizionata la gabbia di armatura intorno alle facce del pilastro avendo cura di predisporre le barre longitudinali continue a cavallo del solaio; questo riesce a conferire anche ulteriori resistenze a pressoflessione. Le barre longitudinali vengono posizionate partendo dalla fondazione. Dopo aver posizionato la gabbia di armatura si può eseguire il getto del calcestruzzo con l'ausilio di una casseratura idonea.

OPERE VOLTE A SCONGIURARE IL RIBALTAMENTO DELLE TAMPONATURE

Le opere di questa classe sono in genere volte a collegare le pareti murarie agli elementi costituenti la struttura in c.a. (pilastri e travi).

La realizzazione di efficaci collegamenti tra i pannelli murari e la cornice strutturale consegue molteplici obiettivi:

- prevenire il crollo rovinoso delle tamponature fuori del piano;
- migliorare la collaborazione con la struttura in c.a., con incremento del comportamento duttile complessivo e della capacità di resistere a sisma;
- limitare o eliminare gli sfavorevoli effetti locali dovuti alle interazioni della tamponatura con la struttura resistente in c.a.

Gli interventi descritti nel presente paragrafo, abbinati a quelli del paragrafo precedente, sono in grado di garantire il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore per strutture in cemento armato con presenza di telai in entrambe le direzioni.

EVENTUALI OPERE DI RIPRISTINO DELLE ZONE DANNEGGIATE E/O DEGRADATE

Durante le attività di miglioramento sismico, si prevede qualora dovessero presentarsi zone limitatamente danneggiate o degradate, il ripristino parziale con risanamento corticale del c.a. mediante rimozione del calcestruzzo degradato, irruvidimento della superficie e stesa di intonaco finale.

1.2.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'incamiciatura dei pilastri e dei nodi trave-pilastro "*jacketing*". Tale intervento, può essere posto in opera senza l'ausilio di particolari

attrezzature e macchinari, da un numero limitato di operatori, in tempi estremamente brevi e spesso senza che risulti necessario interrompere l'esercizio della struttura.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di 1 classe di rischio, ovvero al miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.3. Tipologia PT03

1.3.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|---------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT03 | Viale Ungheria 24 C | 41.5002° | 12.5306° |
| Roma | Palestrina | PT03 | Viale Ungheria 26 B | 41.5001° | 12.5304° |
| Roma | Palestrina | PT03 | Viale Ungheria 32 A | 41.5001° | 12.5304° |

Tabella 35. Parametri generali del sito in esame

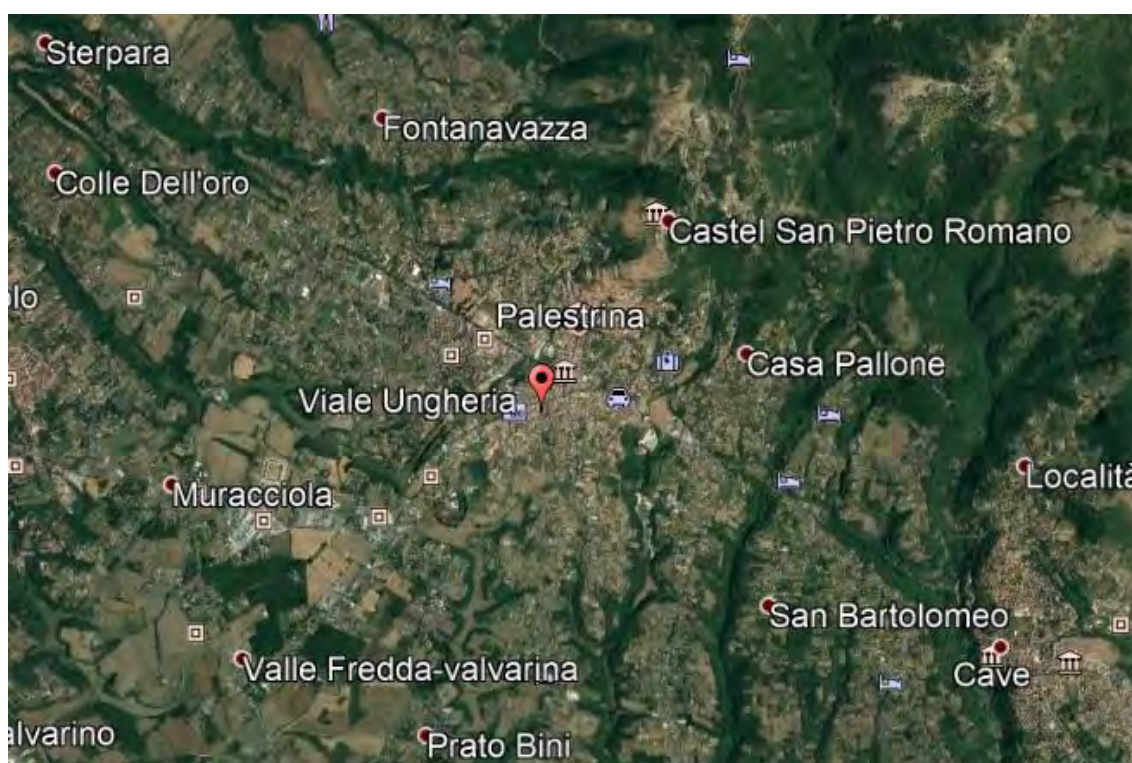


Figura 18. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.3.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di

spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

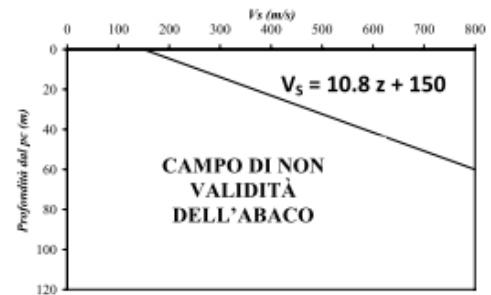


Tabella 36. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

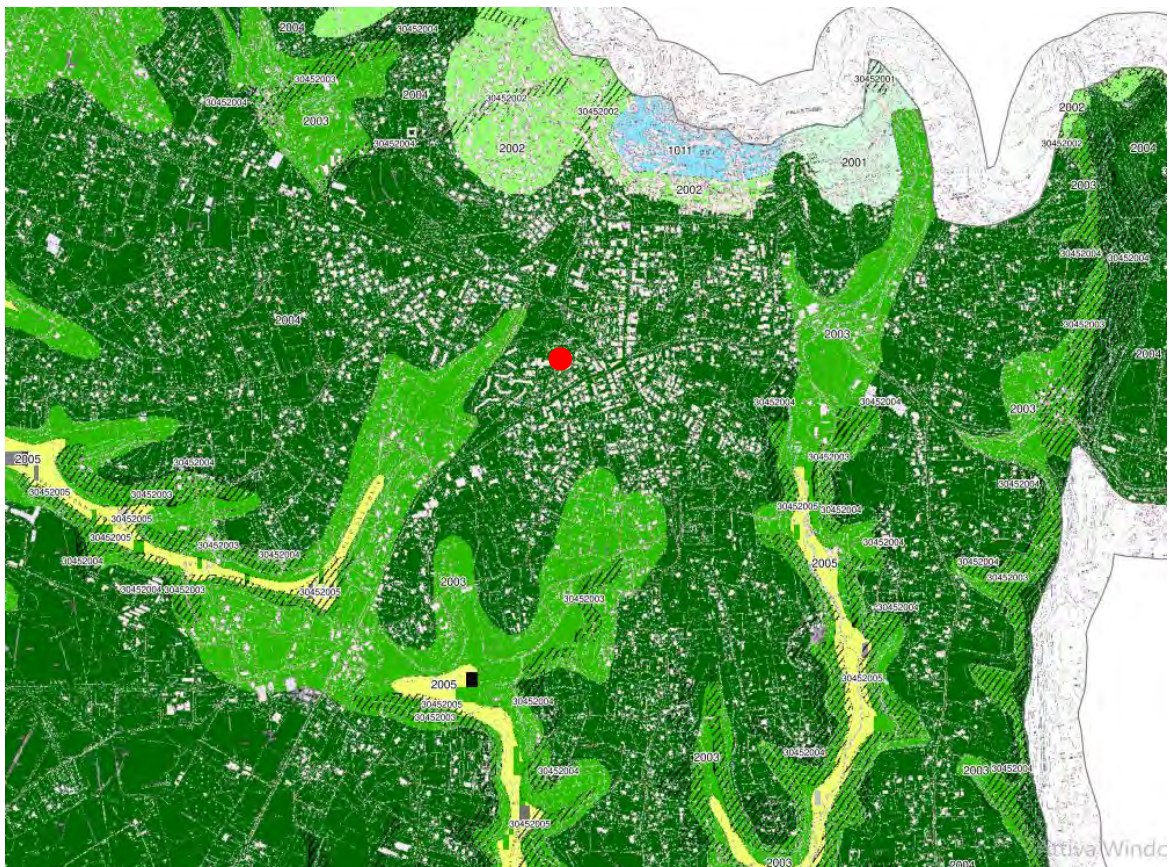


Figura 19. Zona omogenea in prospettiva sismica

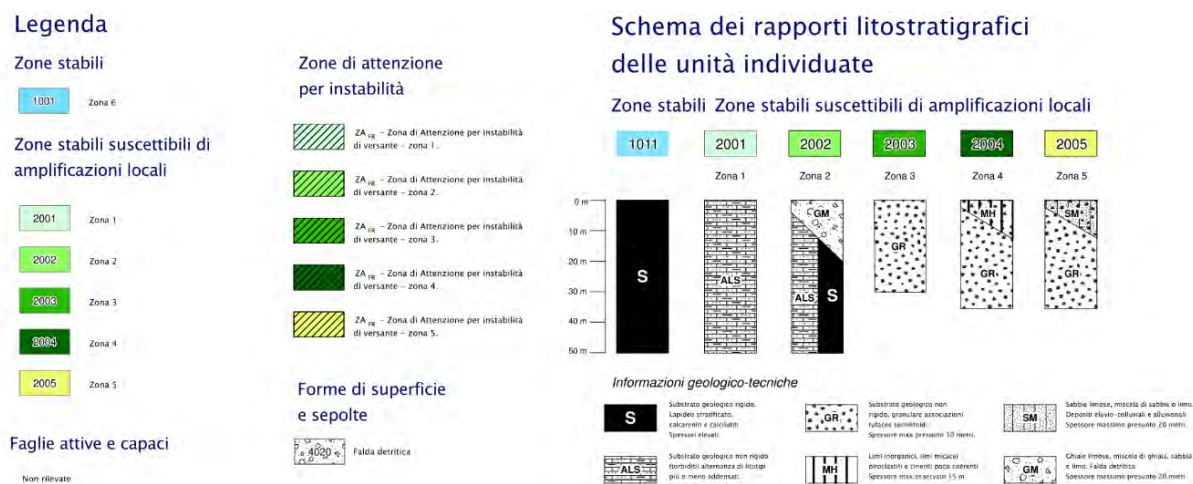


Tabella 37. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 38. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 39. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.3.3. Analisi sismica

1.3.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | si | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.3 | 1 | 3.9 | 3.9 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 40. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.3.3.2. Spettri di risposta

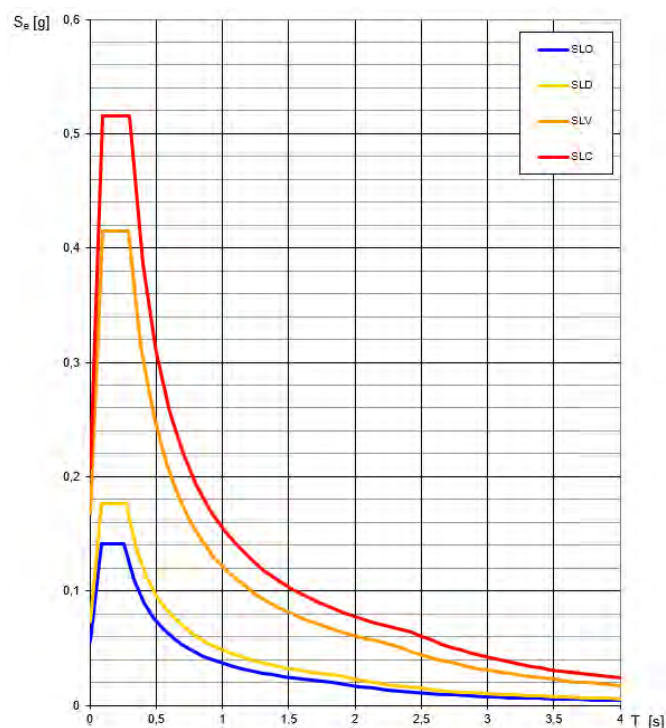


Figura 20. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

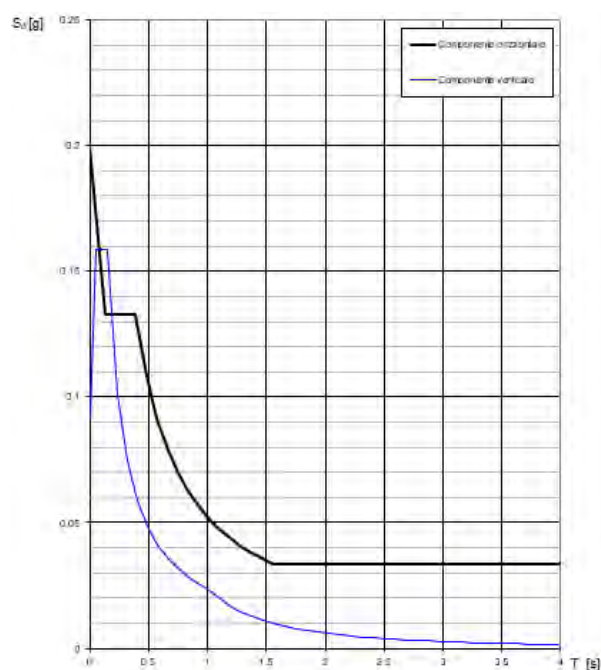


Figura 21. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

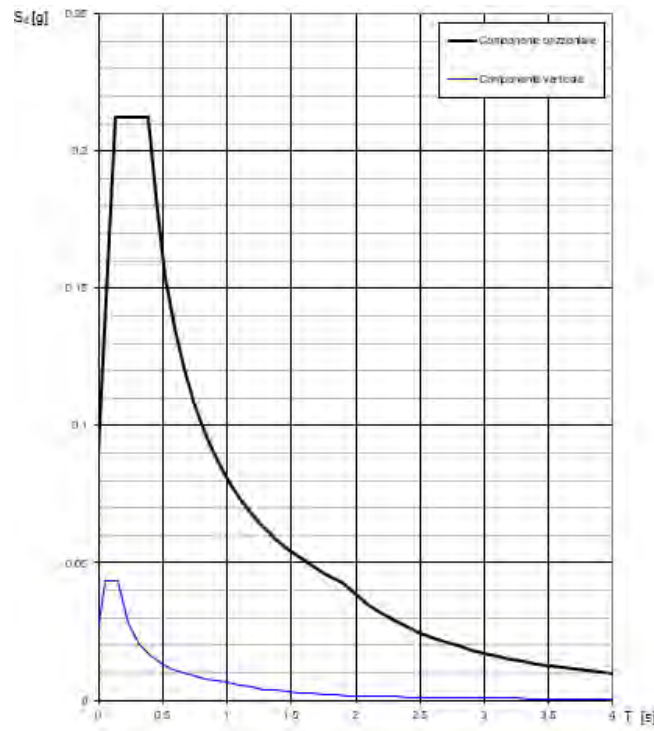


Figura 22. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.3.4. Carichi di progetto

1.3.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 41. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

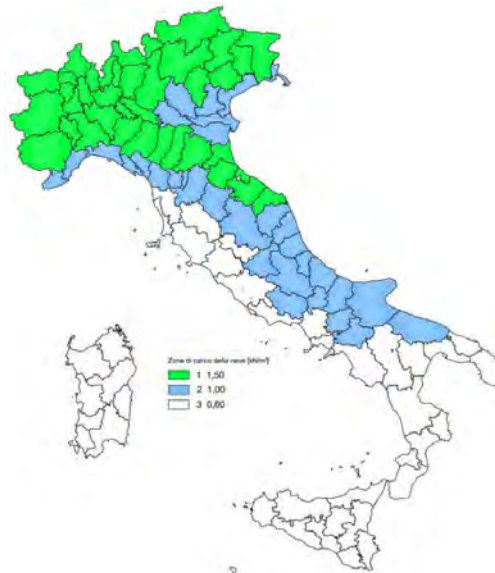


Figura 23. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 42. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 413 | 89 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 43. Determinazione del carico da neve in copertura

1.3.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 24. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 25. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 413 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

● c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 44. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 45. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|------|------|----|
| | costa | | | | | |
| | mare | | | | | |
| | 2 km | 10 km | 30 km | 500m | 750m | |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

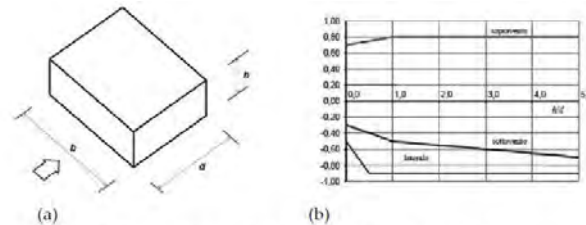
Tabella 46. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,934 | 1,634 |

Tabella 47. Definizione dei coefficienti di esposizione

● c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 48. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|-------|------|-------|------|----------------------|----------------------|
| 28,40 | 11,9 | 12,45 | 1,05 | 0,80 | -0,50 |

Tabella 49. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

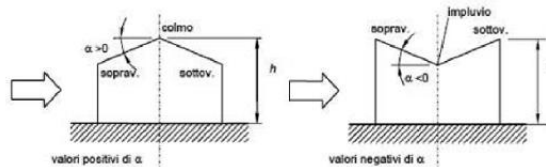


Figura 26. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 50. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 51. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

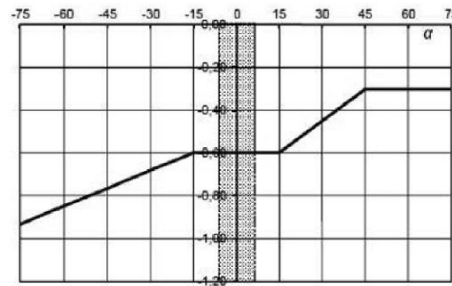


Tabella 52. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -598 |
| p_{max} (daN/m ²) | 530 | -708 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -618 | -618 |

1.3.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.3.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato, consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.3.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoigrometrico dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAP (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.4. Tipologia PT04

1.4.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|--------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT04 | Via Latina 8-10-12 - ILM | 41.4959° | 12.5256° |

Tabella 53. Parametri generali del sito in esame

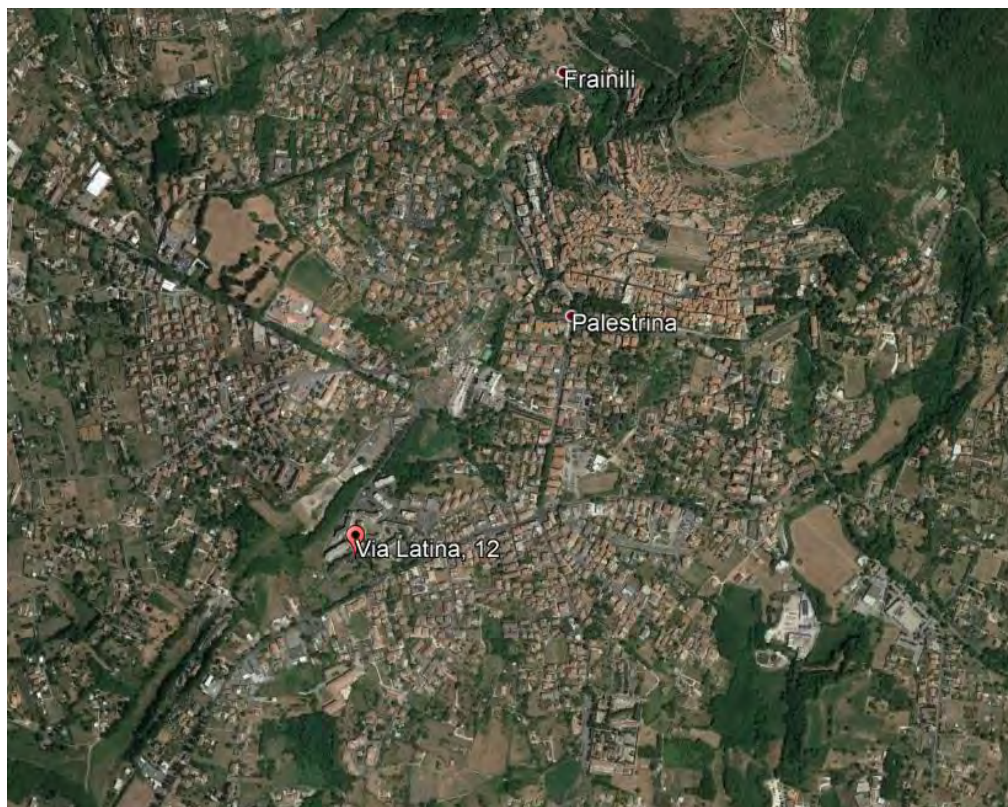


Figura 27. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.4.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non

rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

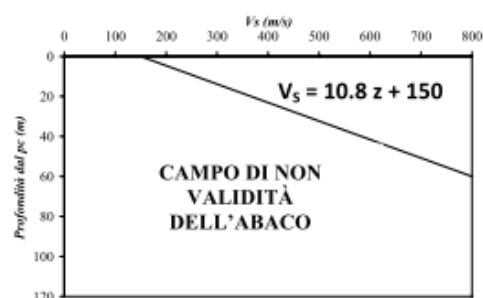


Tabella 54. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

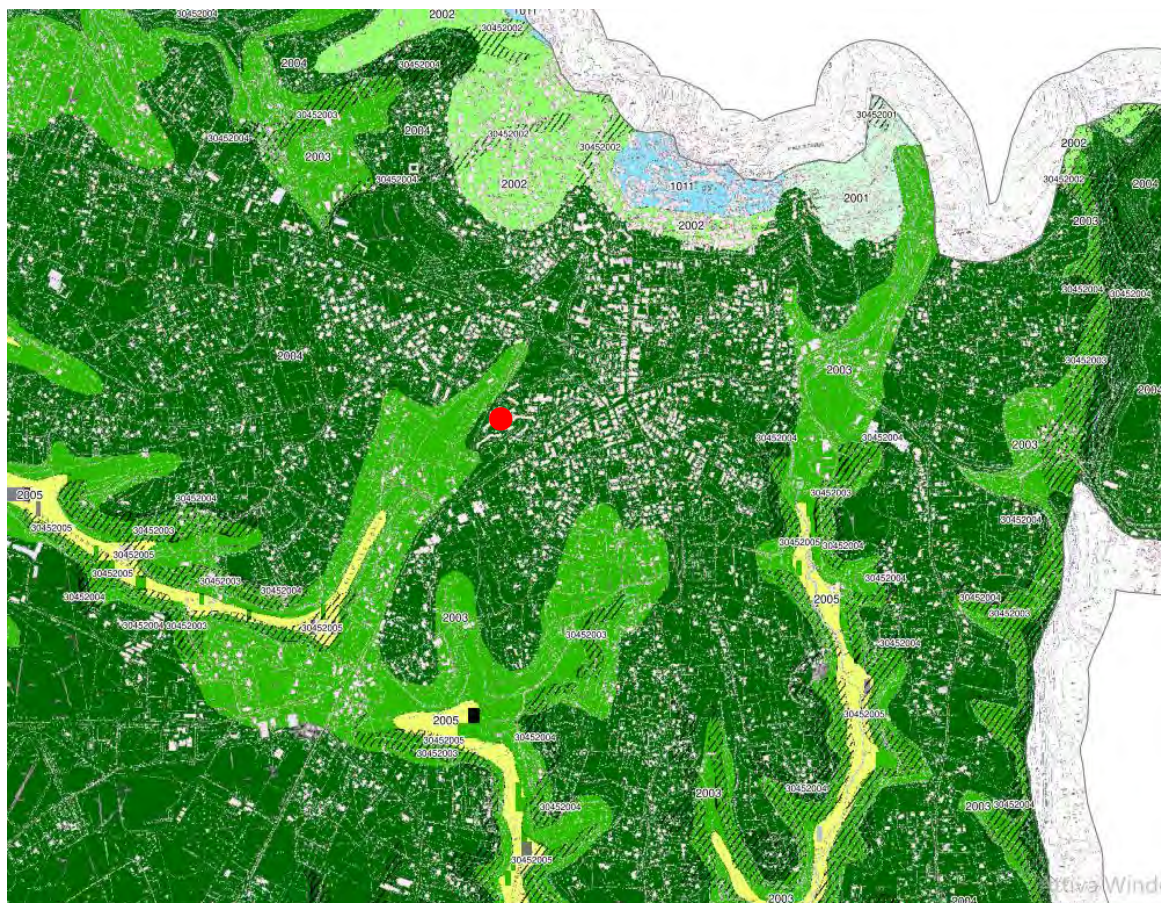


Figura 28. Zona omogenea in prospettiva sismica

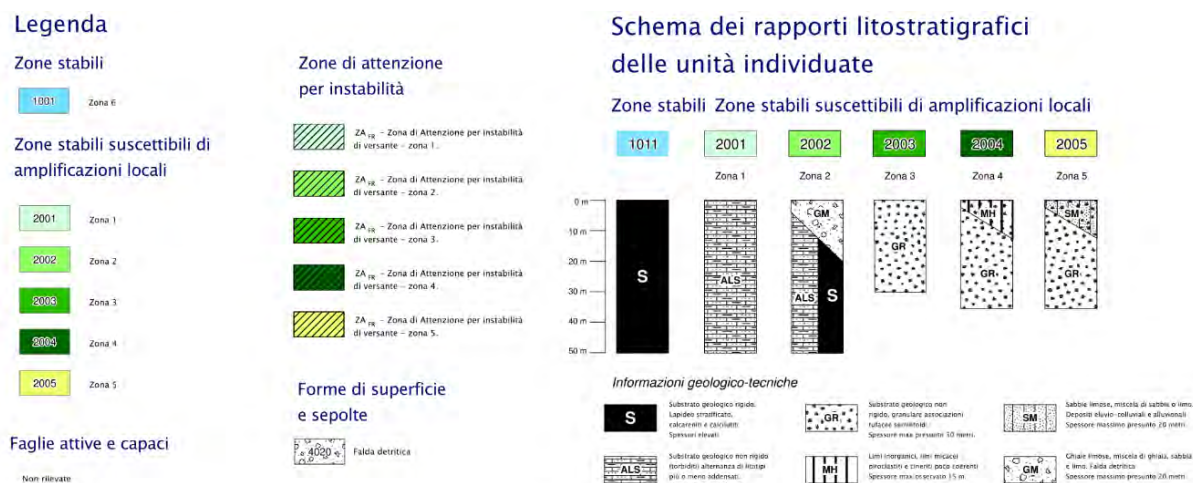


Tabella 55. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 56. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 57. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.4.3. Analisi sismica

1.4.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.15 | 1 | 3.45 | 3.45 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 58. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.4.3.2. Spettri di risposta

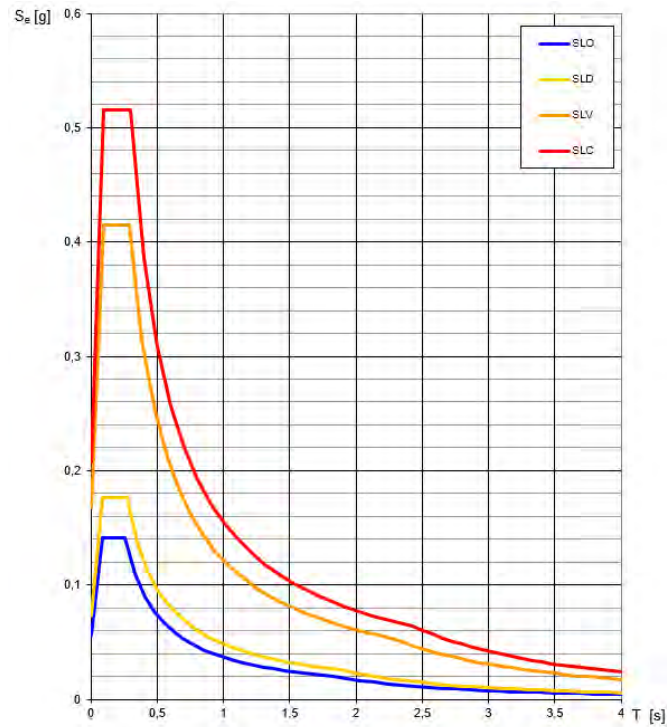


Figura 29. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

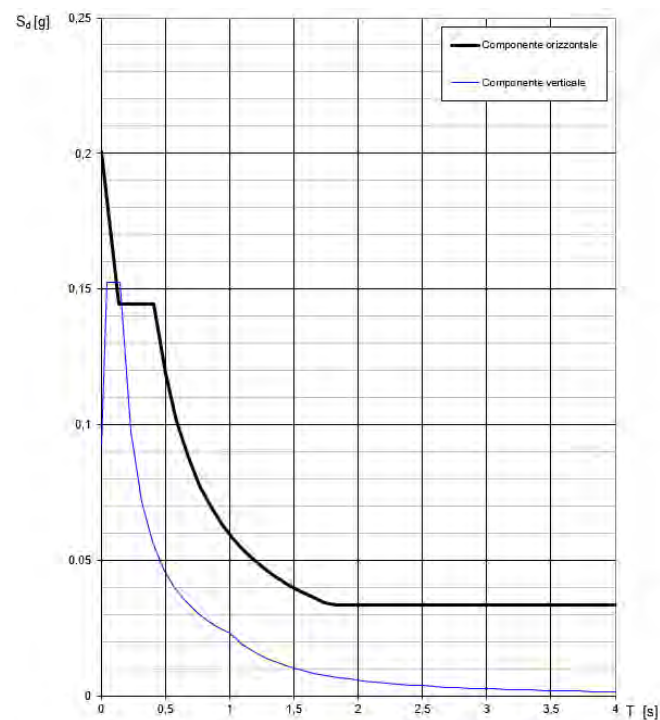


Figura 30. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

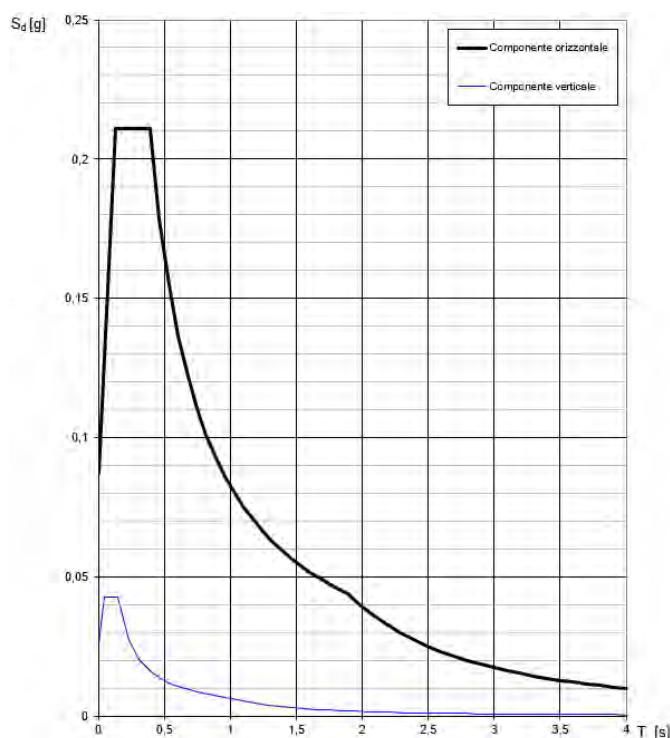


Figura 31. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.4.4. Carichi di progetto

1.4.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 59. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

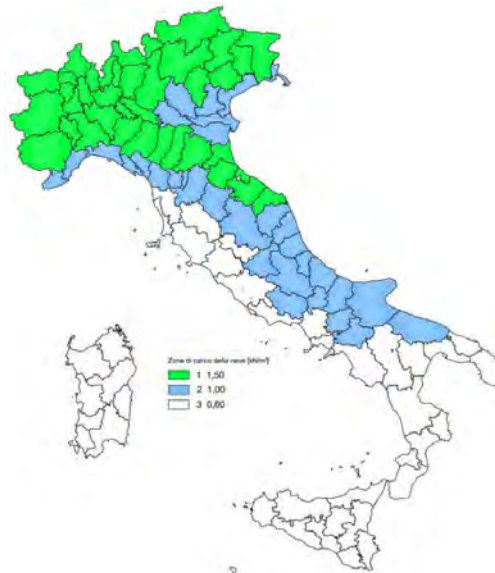


Figura 32. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 60. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 408 | 88 | 0,8 | 1 | 1 | 70 |

Tabella 61. Determinazione del carico da neve in copertura

1.4.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 33. Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_s$

Figura 34. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| $v_{b,0}$ (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 408 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 62. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 63. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

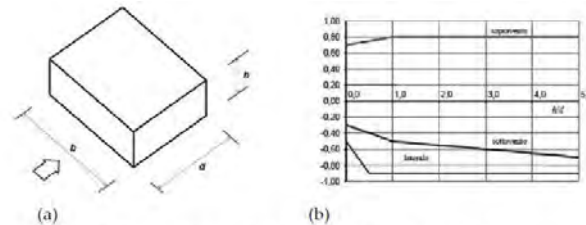
Tabella 64. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2.211 | 1,634 |

Tabella 65. Definizione dei coefficienti di esposizione

- c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 66. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|----|------|------|------|----------------------|----------------------|
| 85 | 10.3 | 18.5 | 1.78 | 0,80 | -0,54 |

Tabella 67. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA PIANA

Per la copertura piana, l'altezza di riferimento z_e è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito:

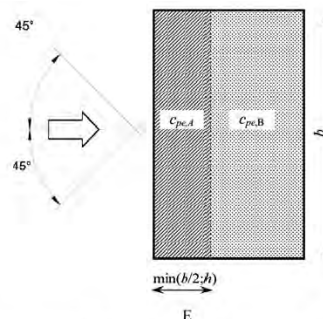


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

| | |
|---|-----------------------|
| Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h : | $c_{pe,A} = -0,80$ |
| Restanti zone | $c_{pe,B} = \pm 0,20$ |

Tabella 68. Definizione c_{pe} per coperture piano

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -626 |
| p_{max} (daN/m ²) | 605 | -846 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -1110 | -504 |

1.4.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.4.5.1. Sintesi degli interventi previsti

ISOLATORI SISMICI

L'isolamento sismico alla base di un edificio comporta una notevole riduzione della azione sismica, tale da annullare la necessità di procedere ad opere di rinforzo della struttura.

La funzione principale svolta dall'isolatore sismico è quella di consentire il disaccoppiamento della sovrastruttura dalla fondazione. Ne consegue la riduzione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura, che si comporta come un corpo rigido al di sopra degli isolatori.

Gli effetti sono:

- incremento del periodo proprio di oscillazione della struttura, che si allontana dal periodo dominante dei terremoti;
- sensibile riduzione delle forze di progetto da applicare alla sovrastruttura.

L'operazione richiede il taglio dei pilastri nella zona di collegamento con la fondazione. Durante tale operazione, occorre trasferire il carico dalla zona sovrastante a quella sottostante la sezione di taglio.

Lo schema statico della sovrastruttura è alterato poiché si inserisce una cerniera nel pilastro e quindi occorre apportare opportuni rinforzi locali in modo che la struttura modificata sia in grado di resistere alle sollecitazioni.

L'isolamento sismico comporta limitate interferenze con l'esistente:

- gli interventi sono eseguiti solo al livello del piano di isolamento;
- l'utilizzo del fabbricato e delle attività che vi si svolgono non sono interrotti, se non per periodi limitati.

Come per la tipologia di interventi riportati ai paragrafi precedenti, l'efficacia degli interventi da eseguire per l'isolamento sismico può essere valutata solo con analisi strutturale condotta con idonei programmi di calcolo, mediante modellazione della struttura agli elementi finiti, previo rilievo dettagliato della geometria strutturale e caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti gli elementi resistenti attuali da eseguire sulla base di una campagna di indagini in sito e prove di laboratorio.

1.4.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di appositi isolatori sismici alla base opportunamente dimensionati per garantire un comportamento disaccoppiato della struttura e per garantire una centratura tra il centro di massa e centro di rigidità. Nel miglioramento sismico con isolatori, si è garantito che la sovrastruttura e sottostruttura sia mantenuta in campo elastico. Si è scelto quindi di utilizzare questo tipo di intervento in quanto, dai sopralluoghi effettuati, si è riscontrato che le attività per garantire un isolamento sismico alla base dell'edificio non vanno ad interferire in alcun modo né in termini di organizzazione né di sicurezza con il regolare esercizio della struttura.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di 2 classe di rischio, ovvero al miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PG_{Aa} (SLV) anteoperam e la PG_{Ap} (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.5. Tipologia PT05

1.5.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|---------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT05 | Viale Ungheria 22 D | 41.5002° | 12.5306° |
| Roma | Palestrina | PT05 | Viale Ungheria 28 E | 41.5002° | 12.5304° |
| Roma | Palestrina | PT05 | Viale Ungheria 30 F | 41.5002° | 12.5304° |

Tabella 69. Parametri generali del sito in esame

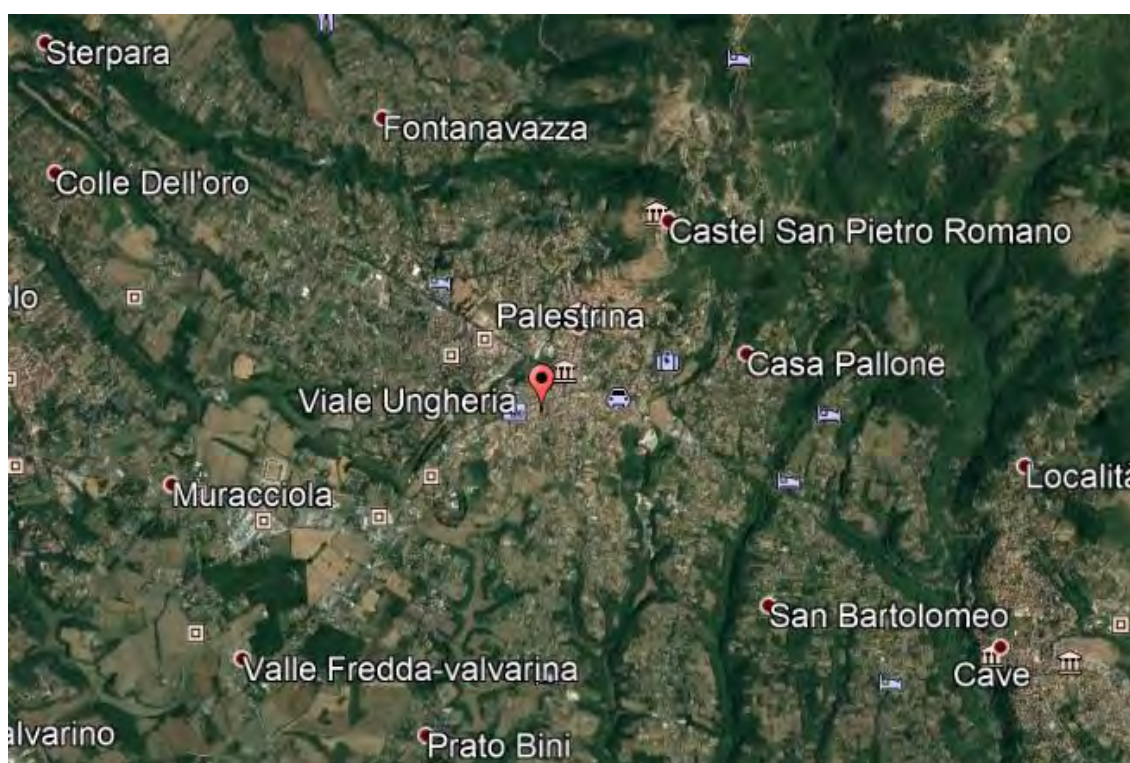


Figura 35. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.5.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di

spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

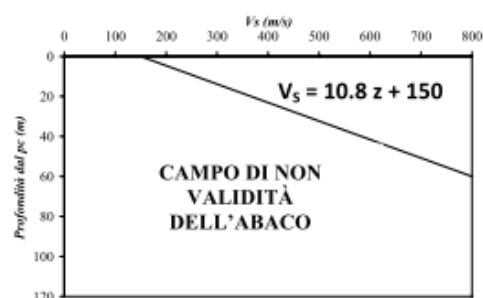
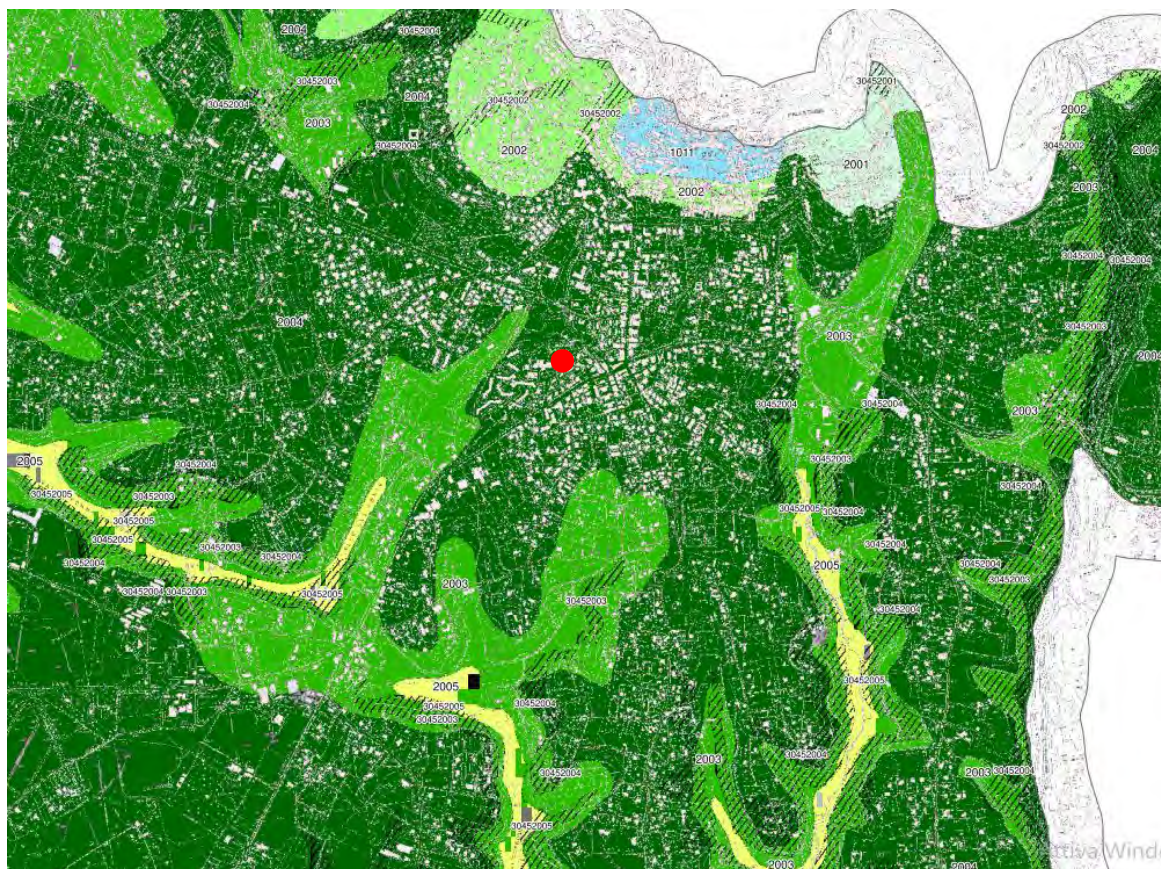


Tabella 70. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$



1.5.3. Analisi sismica

1.5.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | si | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.3 | 1 | 3.9 | 3.9 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 74. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.5.3.2. Spettri di risposta

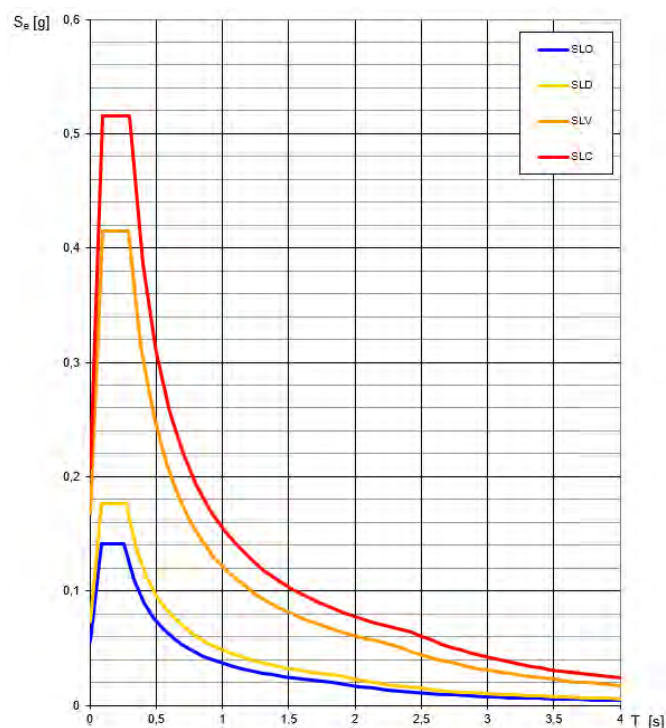


Figura 37. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

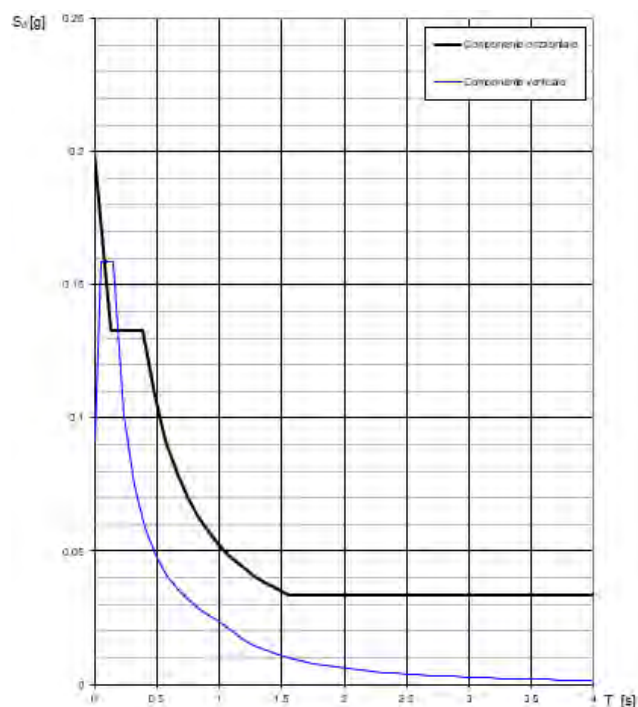


Figura 38. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

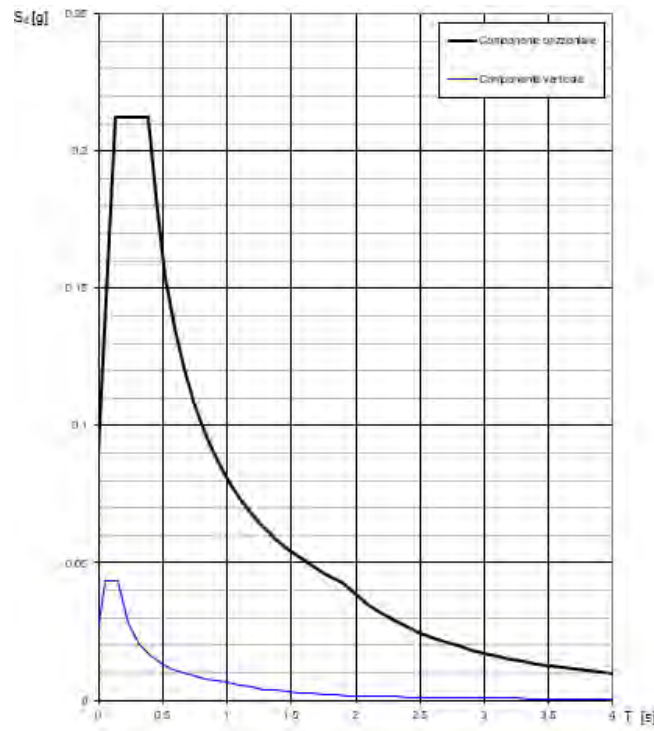


Figura 39. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.5.4. Carichi di progetto

1.5.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 75. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;



Figura 40. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 76. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 413 | 89 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 77. Determinazione del carico da neve in copertura

1.5.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 41. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 42. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 413 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

• c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 78. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 79. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

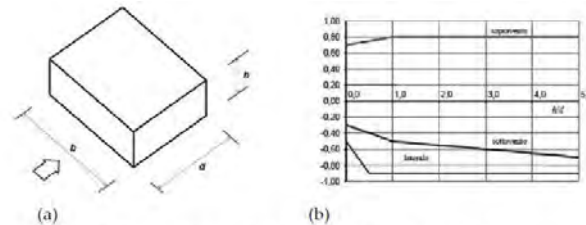
Tabella 80. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,934 | 1,634 |

Tabella 81. Definizione dei coefficienti di esposizione

• c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 82. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|----|------|-------|------|----------------------|----------------------|
| 20 | 11,9 | 12,45 | 1,05 | 0,80 | -0,50 |

Tabella 83. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

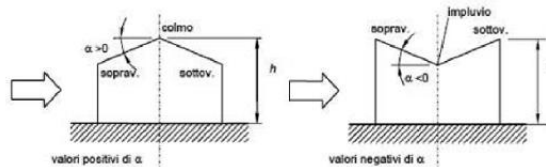


Figura 43. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 84. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 85. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

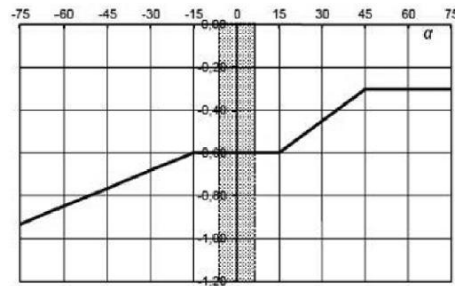


Tabella 86. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

- c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -598 |
| p_{max} (daN/m ²) | 530 | -708 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -618 | -618 |

1.5.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.5.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.5.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoigrometrico dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAa (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.6. Tipologia PT06

1.6.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|--------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT06 | Via Latina 4-6- NO | 41.4959° | 12.5256° |

Tabella 87. Parametri generali del sito in esame

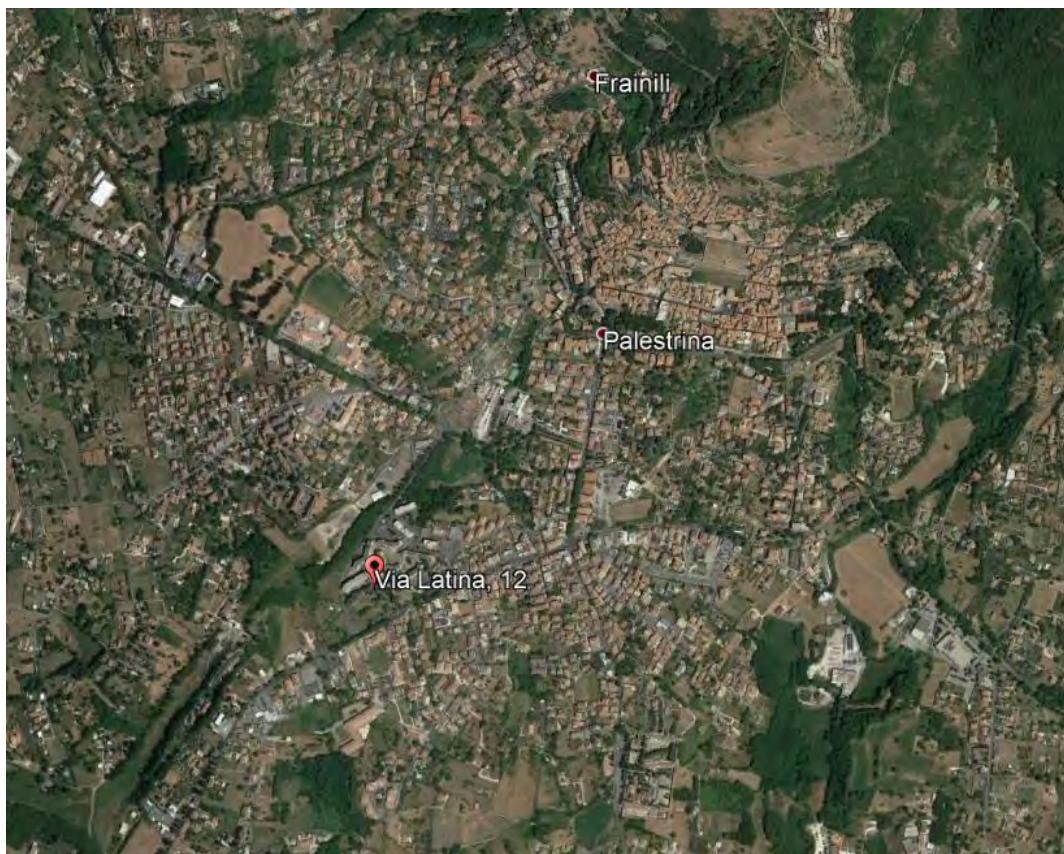


Figura 44. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.6.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di

spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

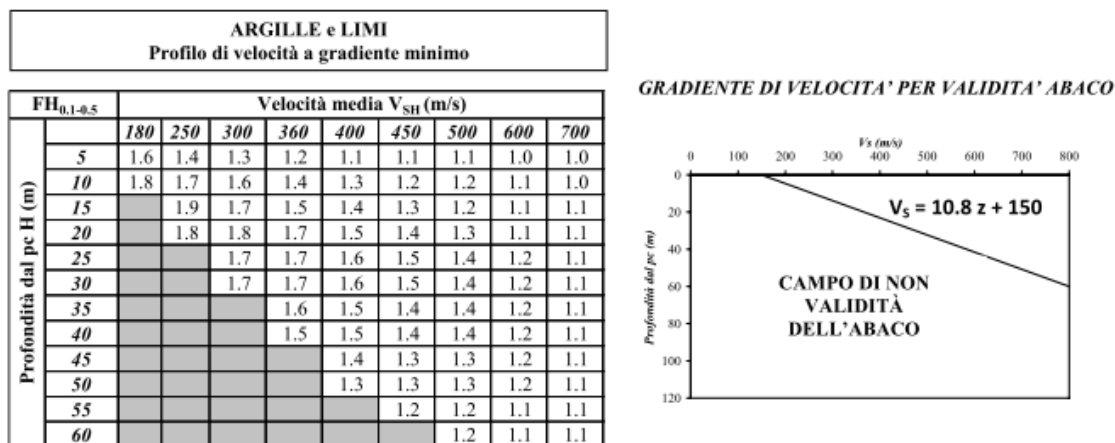


Tabella 88. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

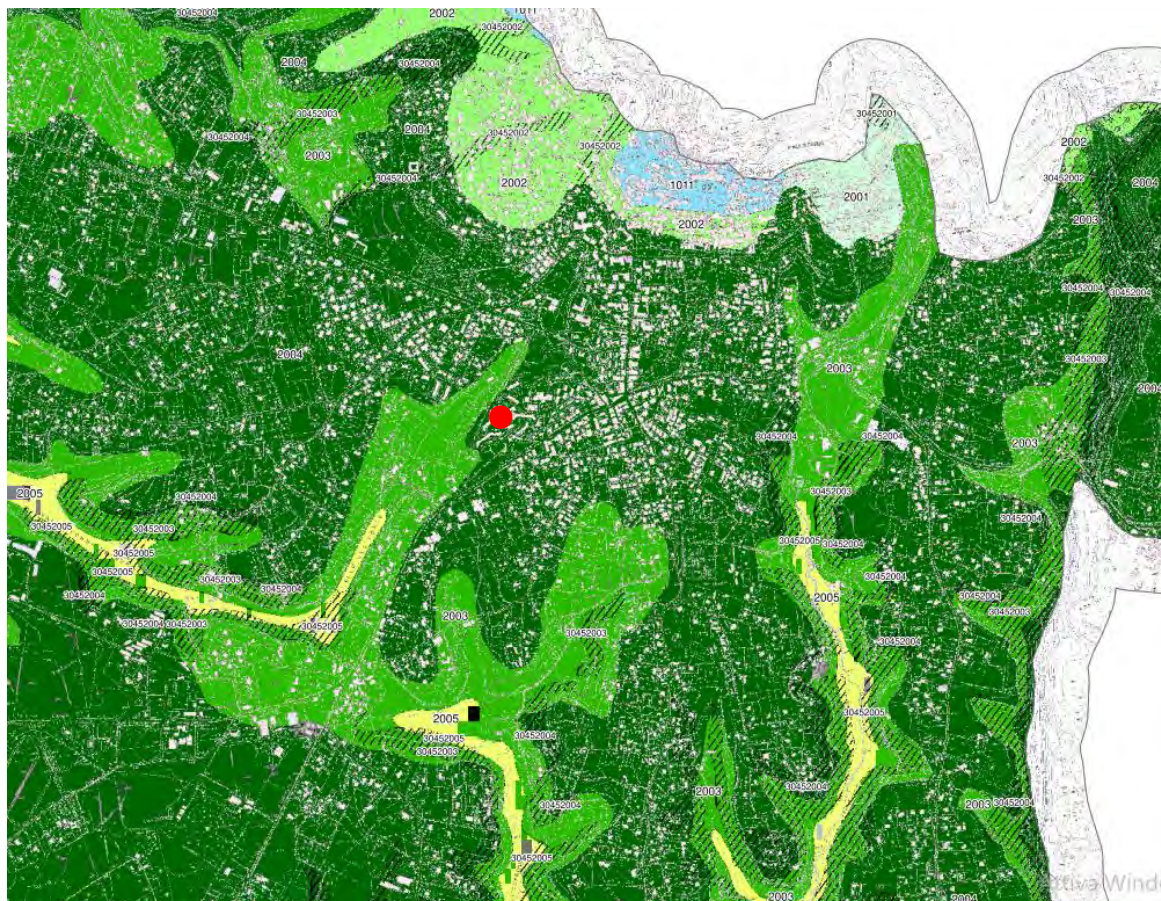


Figura 45. Zona omogenea in prospettiva sismica

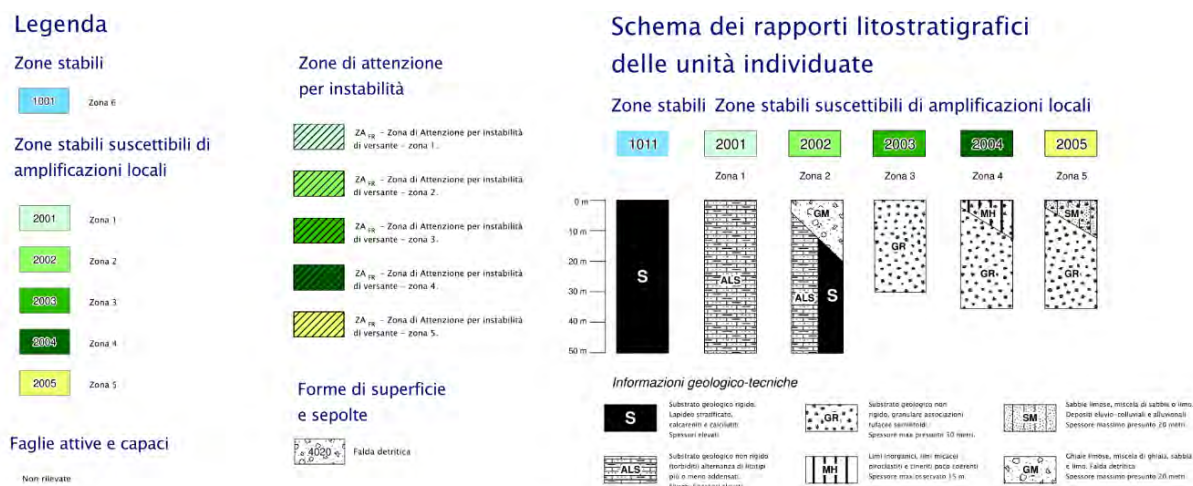


Tabella 89. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 90. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 91. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.6.3. Analisi sismica

1.6.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.15 | 1 | 3.45 | 3.45 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 92. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.6.3.2. Spettri di risposta

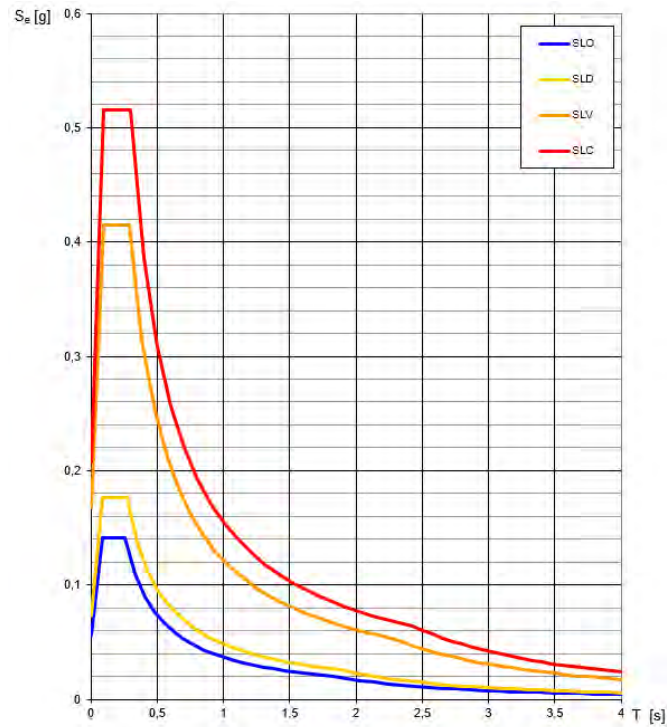


Figura 46. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

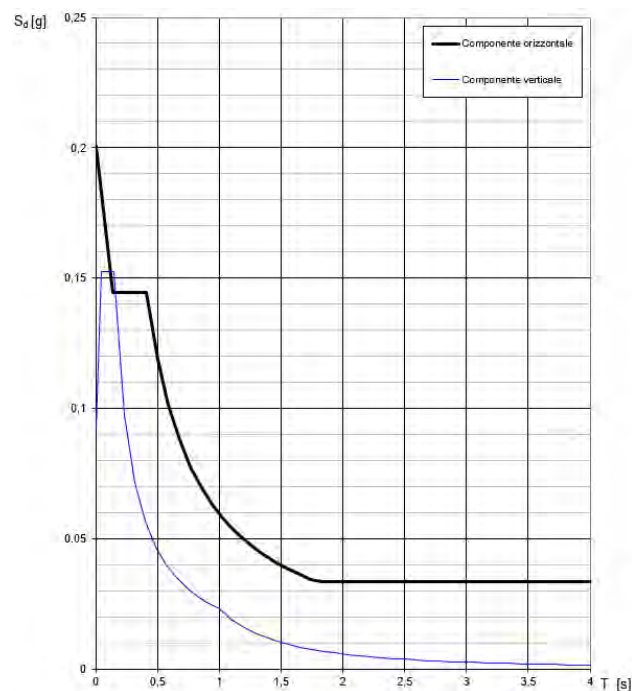


Figura 47. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

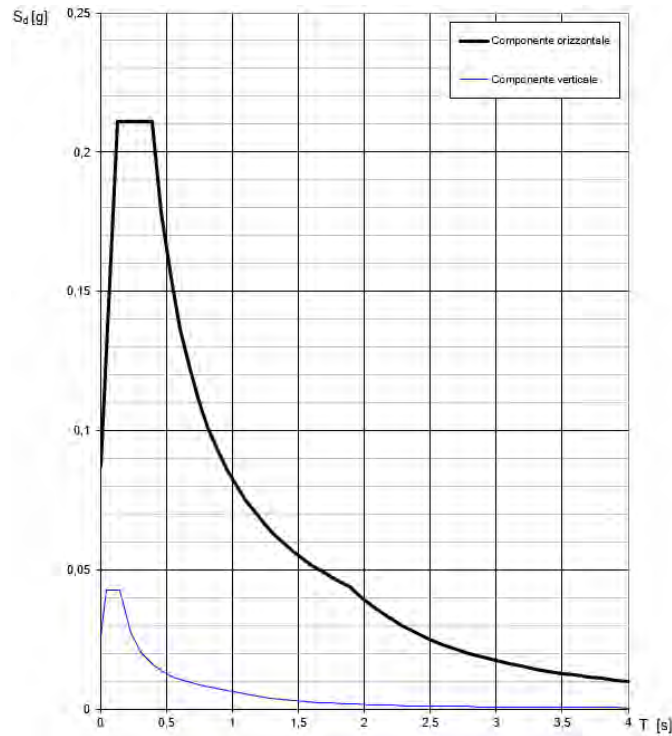


Figura 48. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.6.4. Carichi di progetto

1.6.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 93. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

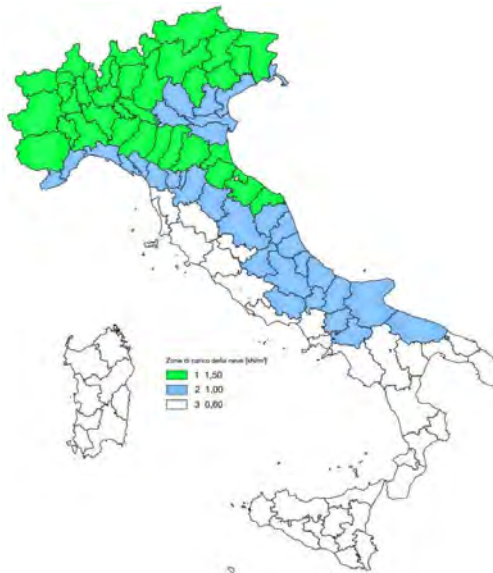


Figura 49. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 94. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 408 | 88 | 0,8 | 1 | 1 | 70 |

Tabella 95. Determinazione del carico da neve in copertura

1.6.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * c_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 50. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 51. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 408 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

● c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 96. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 97. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

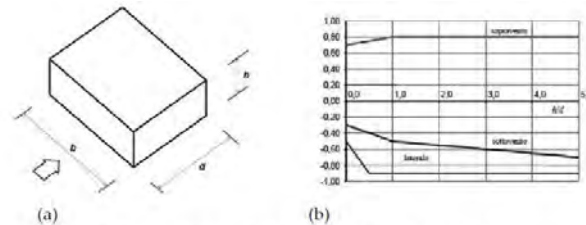
Tabella 98. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2.211 | 1,634 |

Tabella 99. Definizione dei coefficienti di esposizione

● c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 100. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravvento | C_{pe} -sottovento |
|----|------|------|------|-----------------------|----------------------|
| 85 | 10.3 | 18.5 | 1.78 | 0,80 | -0,54 |

Tabella 101. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA PIANA

Per la copertura piana, l'altezza di riferimento z_e è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito:

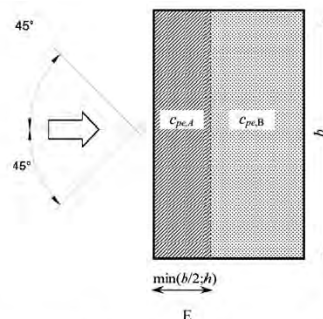


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

| | |
|---|-----------------------|
| Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h : | $c_{pe,A} = -0,80$ |
| Restanti zone | $c_{pe,B} = \pm 0,20$ |

Tabella 102. Definizione c_{pe} per coperture piano

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -626 |
| p_{max} (daN/m ²) | 605 | -846 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -1110 | -504 |

1.6.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.6.5.1. Sintesi degli interventi previsti

ISOLATORI SISMICI

L'isolamento sismico alla base di un edificio comporta una notevole riduzione della azione sismica, tale da annullare la necessità di procedere ad opere di rinforzo della struttura.

La funzione principale svolta dall'isolatore sismico è quella di consentire il disaccoppiamento della sovrastruttura dalla fondazione. Ne consegue la riduzione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura, che si comporta come un corpo rigido al di sopra degli isolatori.

Gli effetti sono:

- incremento del periodo proprio di oscillazione della struttura, che si allontana dal periodo dominante dei terremoti;
- sensibile riduzione delle forze di progetto da applicare alla sovrastruttura.

L'operazione richiede il taglio dei pilastri nella zona di collegamento con la fondazione. Durante tale operazione, occorre trasferire il carico dalla zona sovrastante a quella sottostante la sezione di taglio.

Lo schema statico della sovrastruttura è alterato poiché si inserisce una cerniera nel pilastro e quindi occorre apportare opportuni rinforzi locali in modo che la struttura modificata sia in grado di resistere alle sollecitazioni.

L'isolamento sismico comporta limitate interferenze con l'esistente:

- gli interventi sono eseguiti solo al livello del piano di isolamento;
- l'utilizzo del fabbricato e delle attività che vi si svolgono non sono interrotti, se non per periodi limitati.

Come per la tipologia di interventi riportati ai paragrafi precedenti, l'efficacia degli interventi da eseguire per l'isolamento sismico può essere valutata solo con analisi strutturale condotta con idonei programmi di calcolo, mediante modellazione della struttura agli elementi finiti, previo rilievo dettagliato della geometria strutturale e caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti gli elementi resistenti attuali da eseguire sulla base di una campagna di indagini in sito e prove di laboratorio.

1.6.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di appositi isolatori sismici alla base opportunamente dimensionati per garantire un comportamento disaccoppiato della struttura e per garantire una centratura tra il centro di massa e centro di rigidità. Nel miglioramento sismico con isolatori, si è garantito che la sovrastruttura e sottostruttura sia mantenuta in campo elastico. Si è scelto quindi di utilizzare questo tipo di intervento in quanto, dai sopralluoghi effettuati, si è riscontrato che le attività per garantire un isolamento sismico alla base dell'edificio non vanno ad interferire in alcun modo né in termini di organizzazione né di sicurezza con il regolare esercizio della struttura.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di 2 classe di rischio, ovvero al miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.7. Tipologia PT07

1.7.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|---------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT07 | Via della Croce 5-7 | 41.4711° | 12.4925° |

Tabella 103. Parametri generali del sito in esame

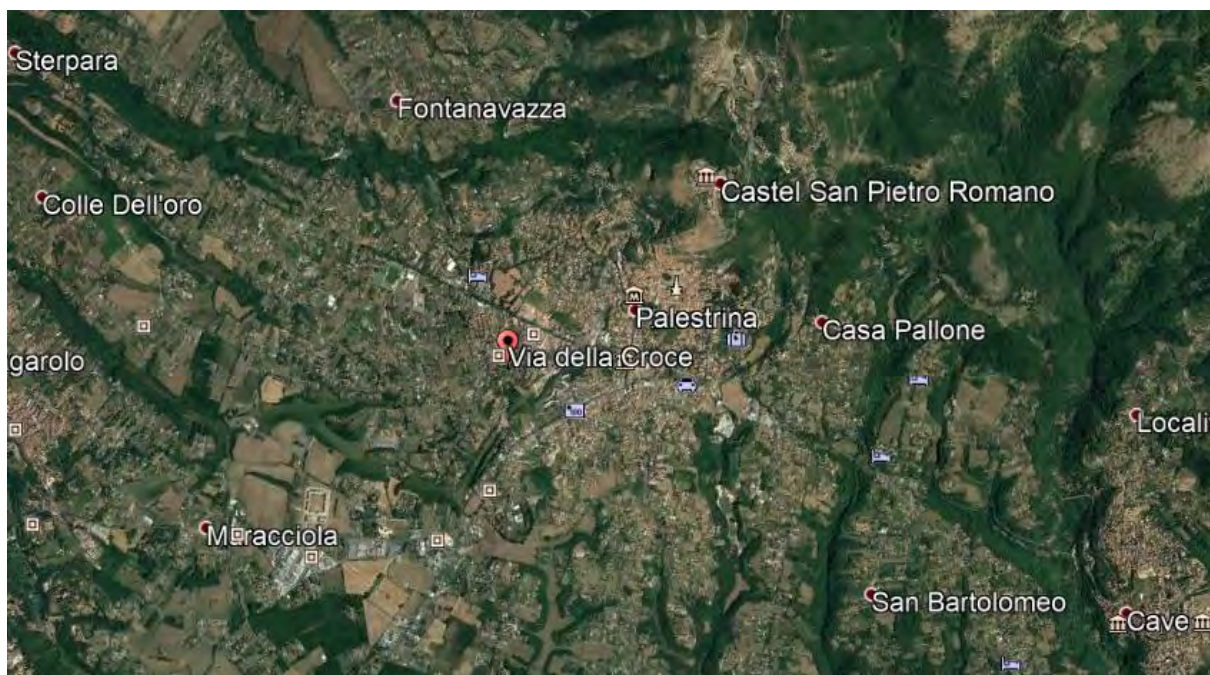


Figura 52. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.7.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastici e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si

determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|----|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| FH _{0,1-0,5} | | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| Profondità dal pc H (m) | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| | 5 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| | 10 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| | 15 | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 20 | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| | 25 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 30 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 35 | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 40 | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 45 | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 50 | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 55 | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 60 | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

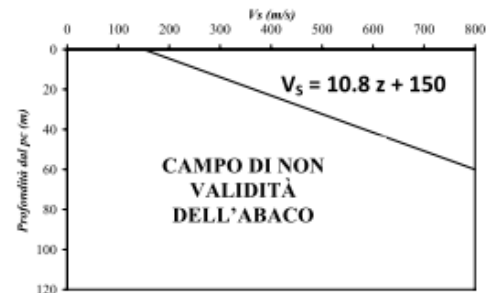


Tabella 104. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

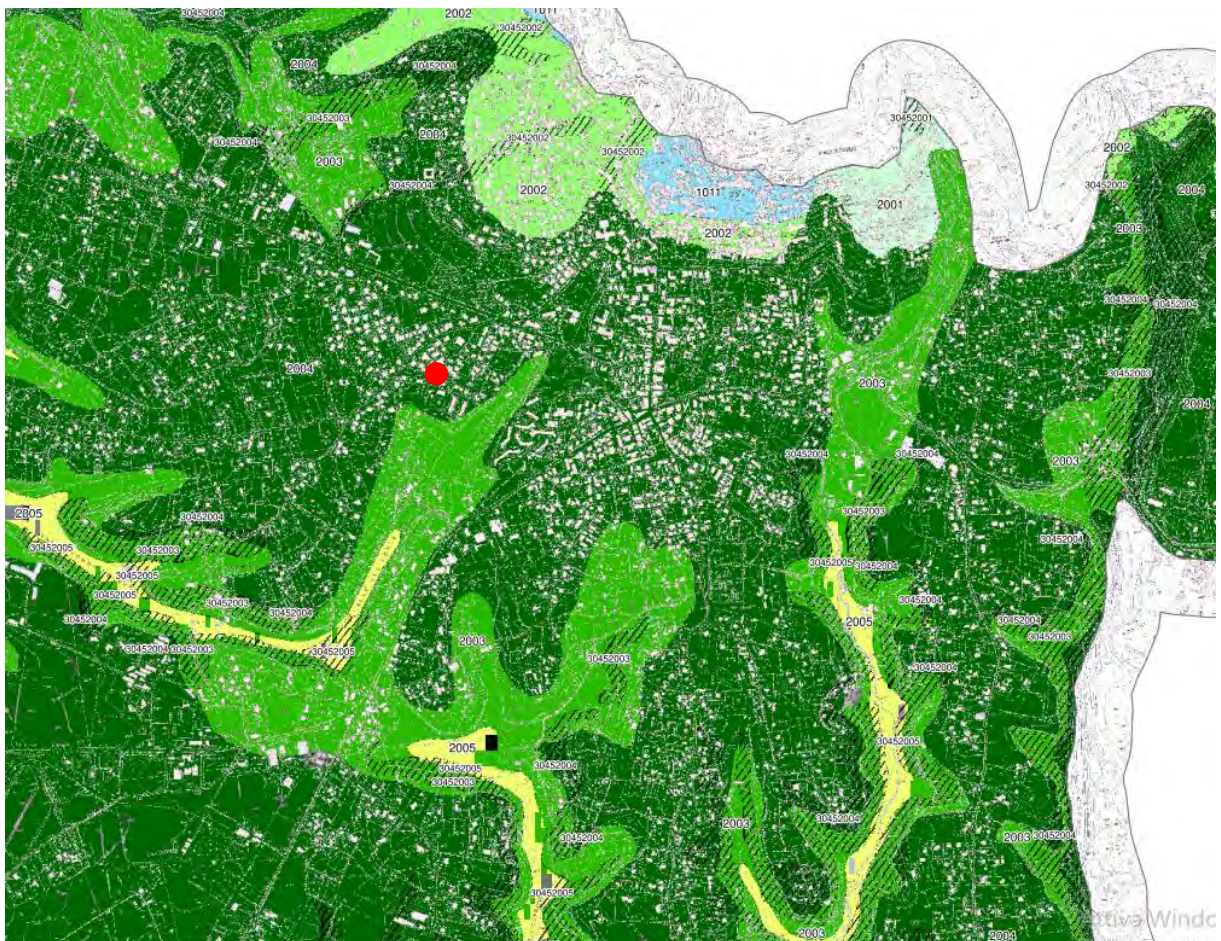


Figura 53. Zona omogenea in prospettiva sismica

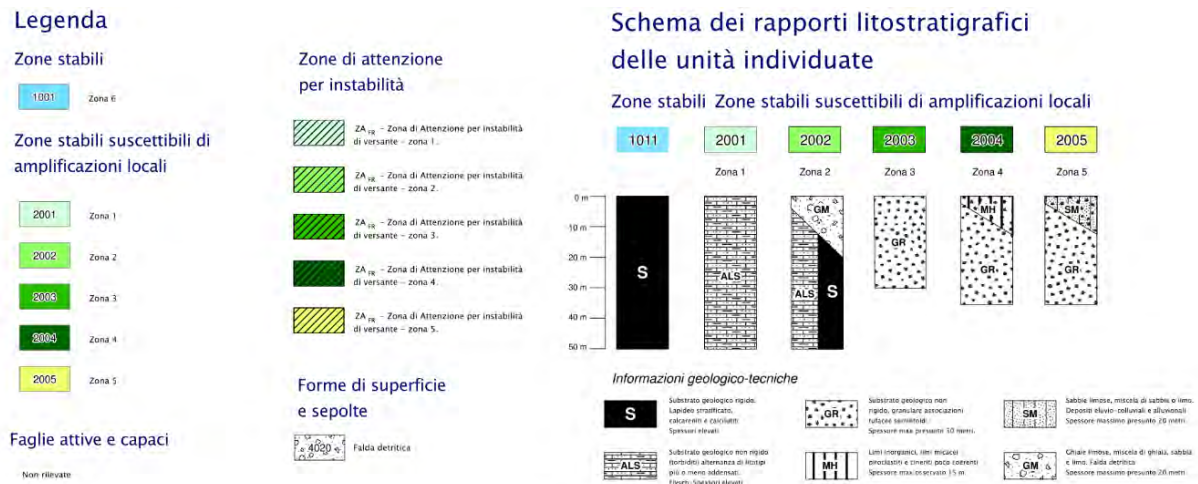


Tabella 105. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*” .

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 106. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 107. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.7.3. Analisi sismica

1.7.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | sì | sì | Muratura. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|--------------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75 \cdot \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 108. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.7.3.2. Spettri di risposta

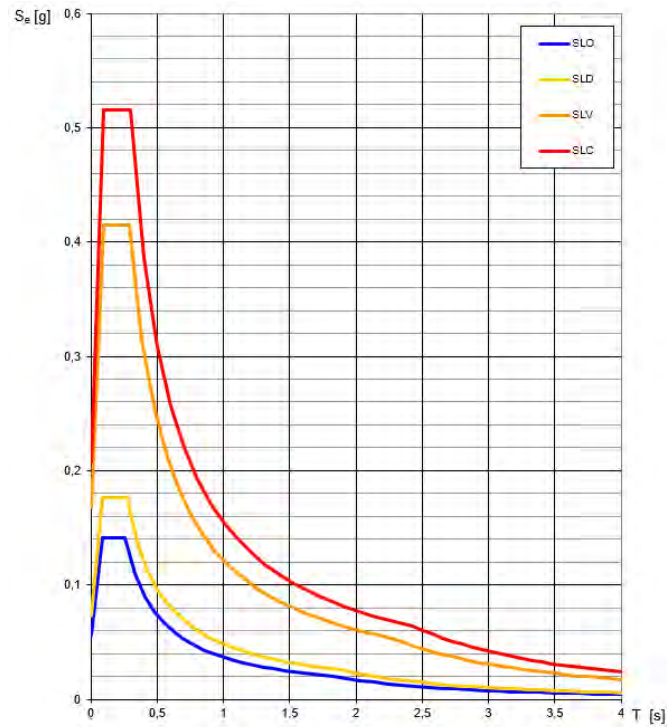


Figura 54. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

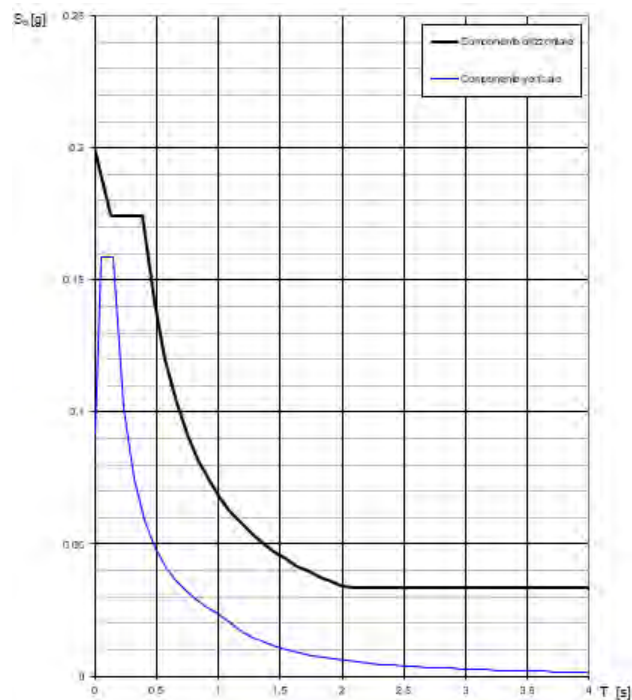


Figura 55. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

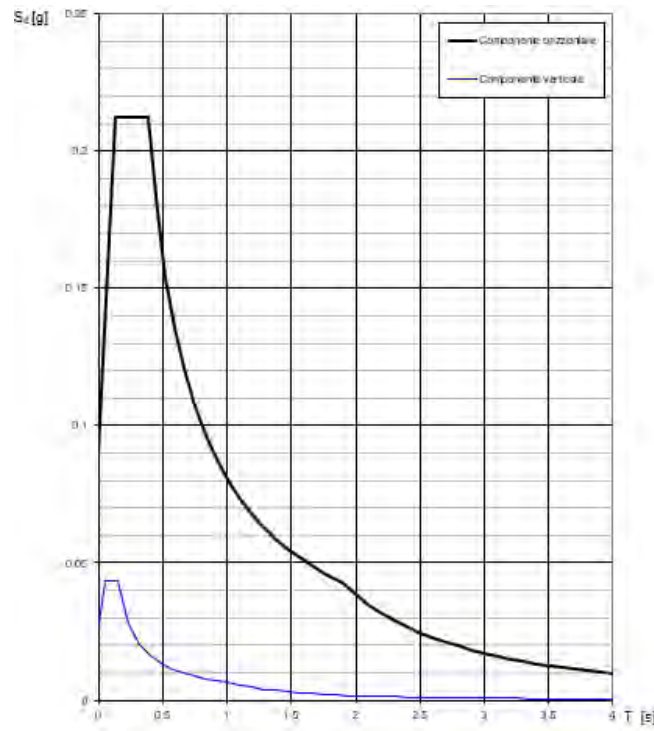


Figura 56. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.7.4. Carichi di progetto

1.7.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 109. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

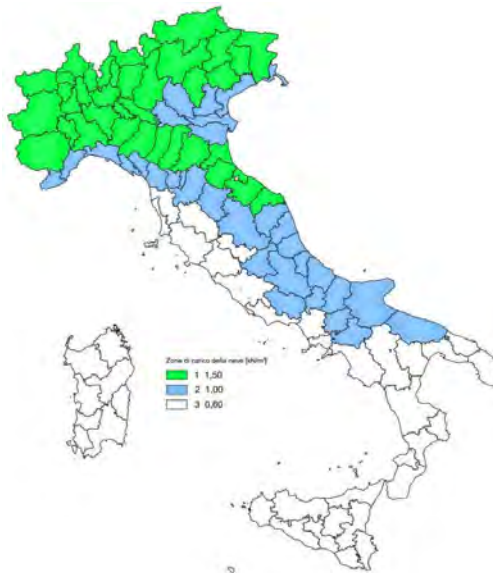


Figura 57. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 110. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 413 | 89 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 111. Determinazione del carico da neve in copertura

1.7.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 58. Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_s$

Figura 59. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| $v_{b,0}$ (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 413 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

• c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 112. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 113. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

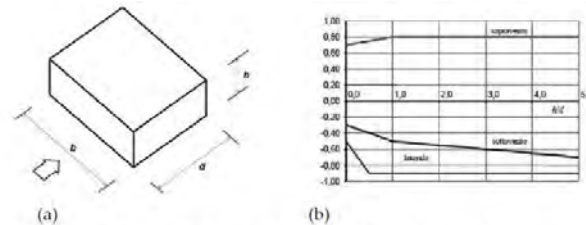
Tabella 114. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2,058 | 1,634 |

Tabella 115. Definizione dei coefficienti di esposizione

• c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 116. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|-------|-------|-------|------|----------------------|----------------------|
| 33,25 | 11,35 | 14,84 | 1,31 | 0,80 | -0,52 |

Tabella 117. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

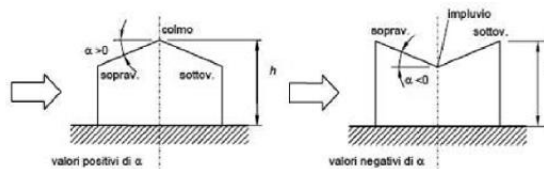


Figura 60. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 118. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 119. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

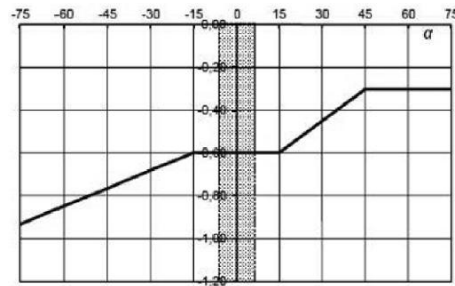


Tabella 120. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -608 |
| p_{max} (daN/m ²) | 564 | -766 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -657 | -657 |

1.7.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.7.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.7.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoisolante dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PG_{Aa} (SLV) anteoperam e la PG_{Ap} (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.8. Tipologia PT08

1.8.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|------------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT08 | Via San Giovanni 12-14-16-18 | 41.5004° | 12.5312° |
| Roma | Palestrina | PT08 | Via San Giovanni 7-9-11-13 | 41.5004° | 12.5312° |
| Roma | Palestrina | PT08 | Via San Giovanni 15-17-19-21 | 41.5004° | 12.5312° |
| Roma | Palestrina | PT08 | Via Pio XII 90-92-94-96 | 41.5005° | 12.5313° |
| Roma | Palestrina | PT08 | Via Pio XII 98-100-102-104 | 41.5005° | 12.5313° |
| Roma | Palestrina | PT08 | Via Pedemontana 7 | 41.5006° | 12.5313° |
| Roma | Palestrina | PT08 | Via Pedemontana 9 | 41.5006° | 12.5313° |

Tabella 121. Parametri generali del sito in esame

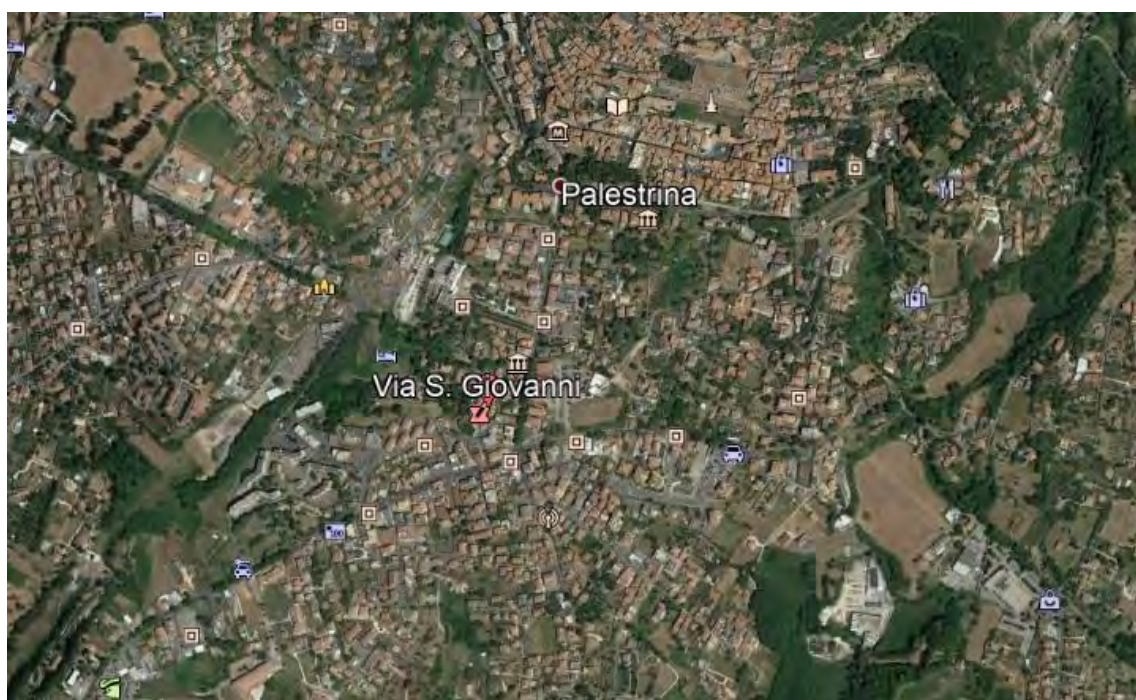


Figura 61. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.8.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore.

Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di Vs che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|----|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| FH _{0,1-0,5} | | Velocità media V _{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| Profondità dal pc H (m) | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| | 5 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| | 10 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| | 15 | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 20 | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| | 25 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 30 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 35 | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 40 | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 45 | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 50 | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 55 | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 60 | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

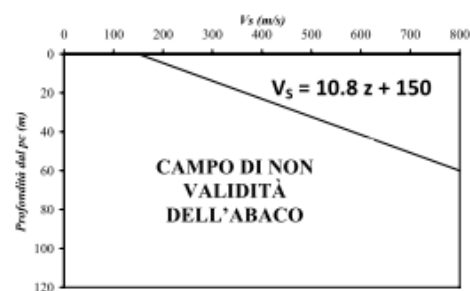


Tabella 122. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità Vs con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità Vs pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

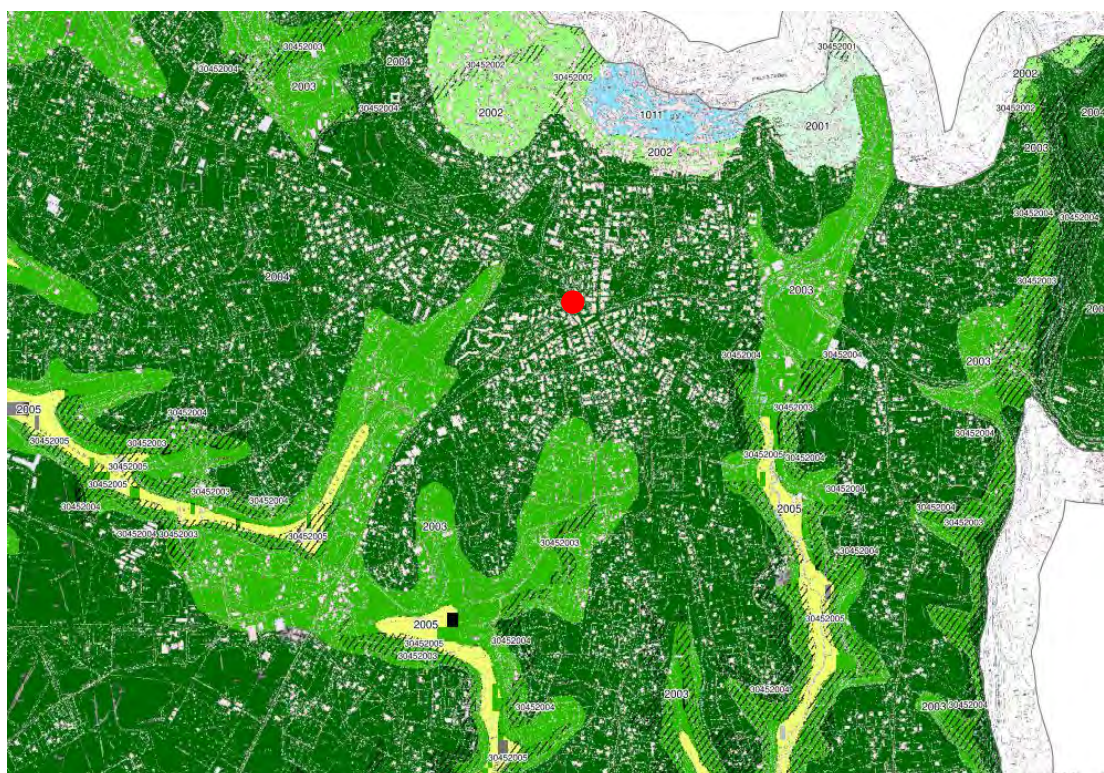


Figura 62. Zona omogenea in prospettiva sismica

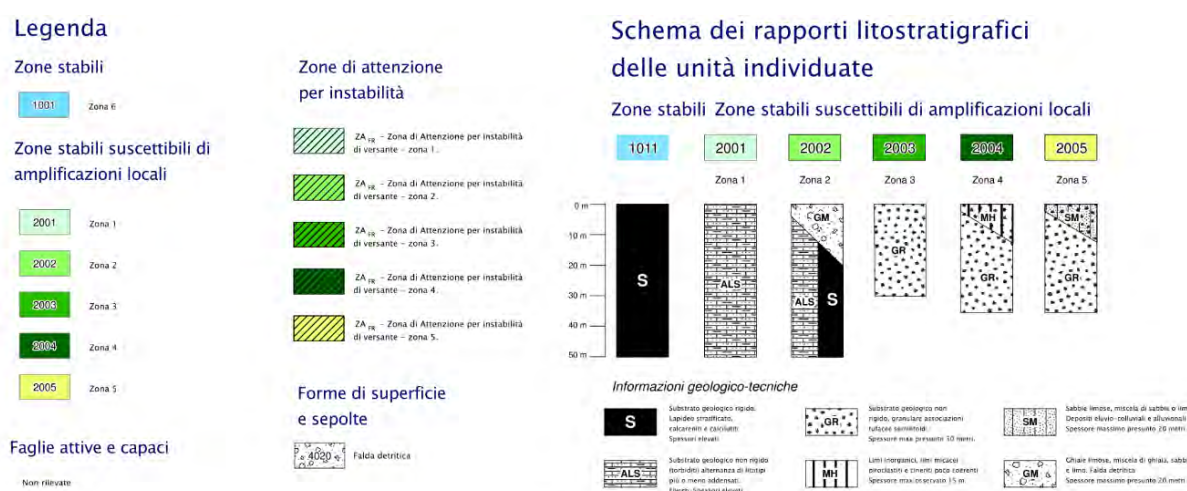


Tabella 123. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 124. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 125. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.8.3. Analisi sismica

1.8.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame.

Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.15 | 1 | 3.45 | 3.45 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|-----------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 126. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.8.3.2. Spettri di risposta

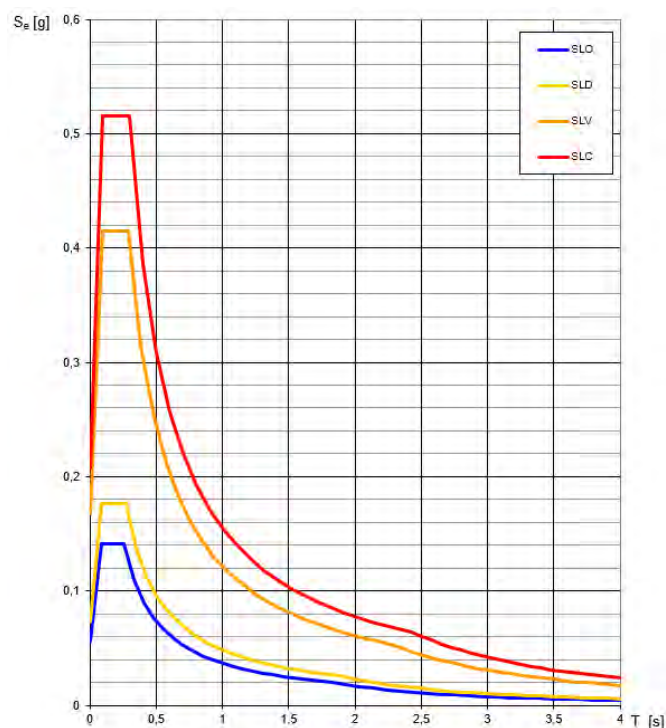


Figura 63. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

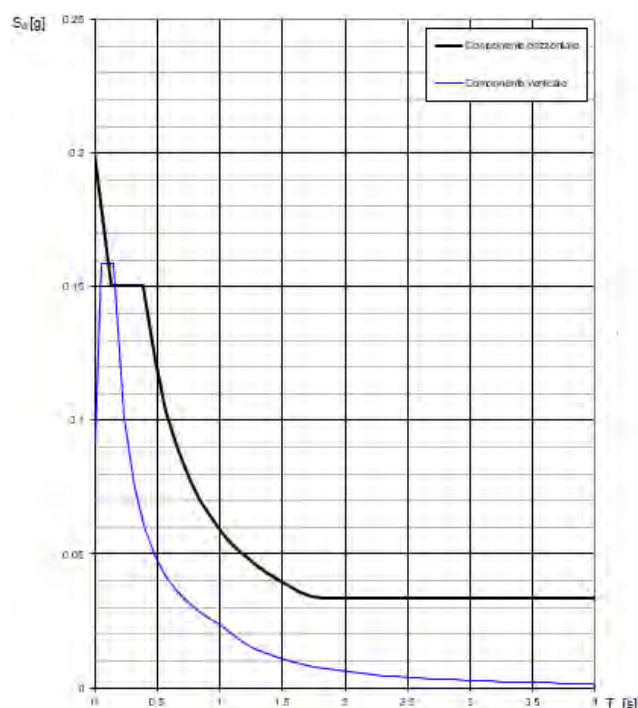


Figura 64. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

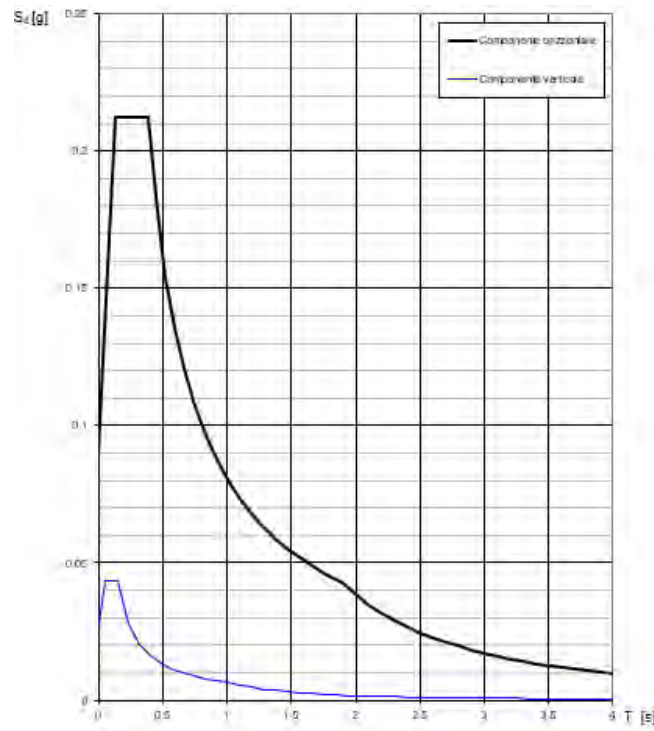


Figura 65. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.8.4. Carichi di progetto

1.8.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 127. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

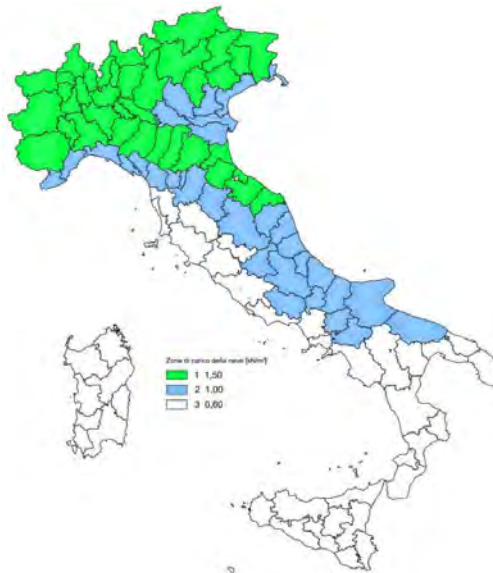


Figura 66. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 128. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 420 | 90 | 0,8 | 1 | 1 | 72 |

Tabella 129. Determinazione del carico da neve in copertura

1.8.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * c_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 67. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 68. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 420 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 130. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 131. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

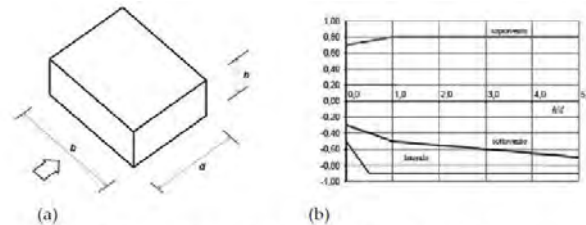
Tabella 132. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,618 | 1,634 |

Tabella 133. Definizione dei coefficienti di esposizione

- c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 134. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|-------|------|-----|------|----------------------|----------------------|
| 31,95 | 19,9 | 7,8 | 0.65 | 0,76 | -0,41 |

Tabella 135. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

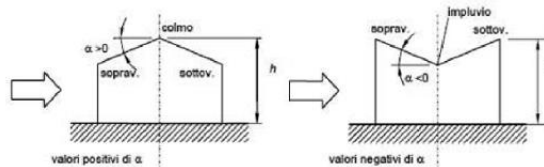


Figura 69. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 136. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 137. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

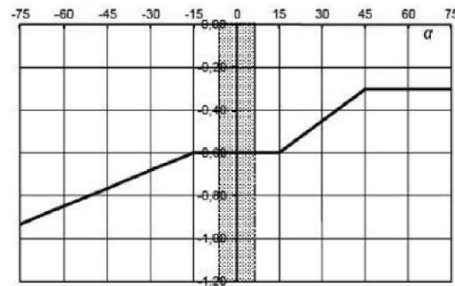


Tabella 138. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 415 | -531 |
| p_{max} (daN/m ²) | 410 | -526 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -517 | -517 |

1.8.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.8.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.8.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoigrometrico dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGA_a (SLV) anteoperam e la PGA_p (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.9. Tipologia PT09

1.9.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|--------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT09 | Via Ungheria – Veroli 1° | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT09 | Via Ungheria – Veroli 2° | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT09 | Via Ungheria – Veroli 4° | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT09 | Via Ungheria – Veroli 5° | 41.4711° | 12.4925° |

Tabella 139. Parametri generali del sito in esame

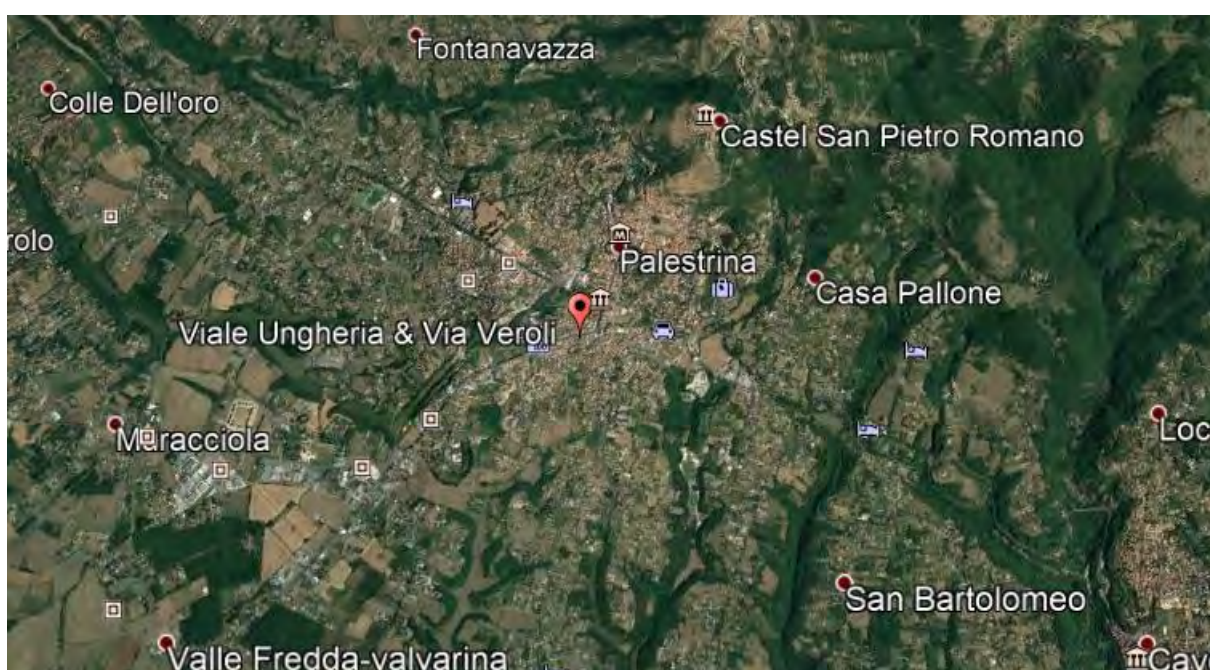


Figura 70. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.9.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non

rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

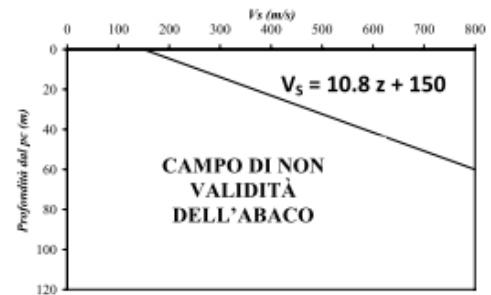


Tabella 140. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

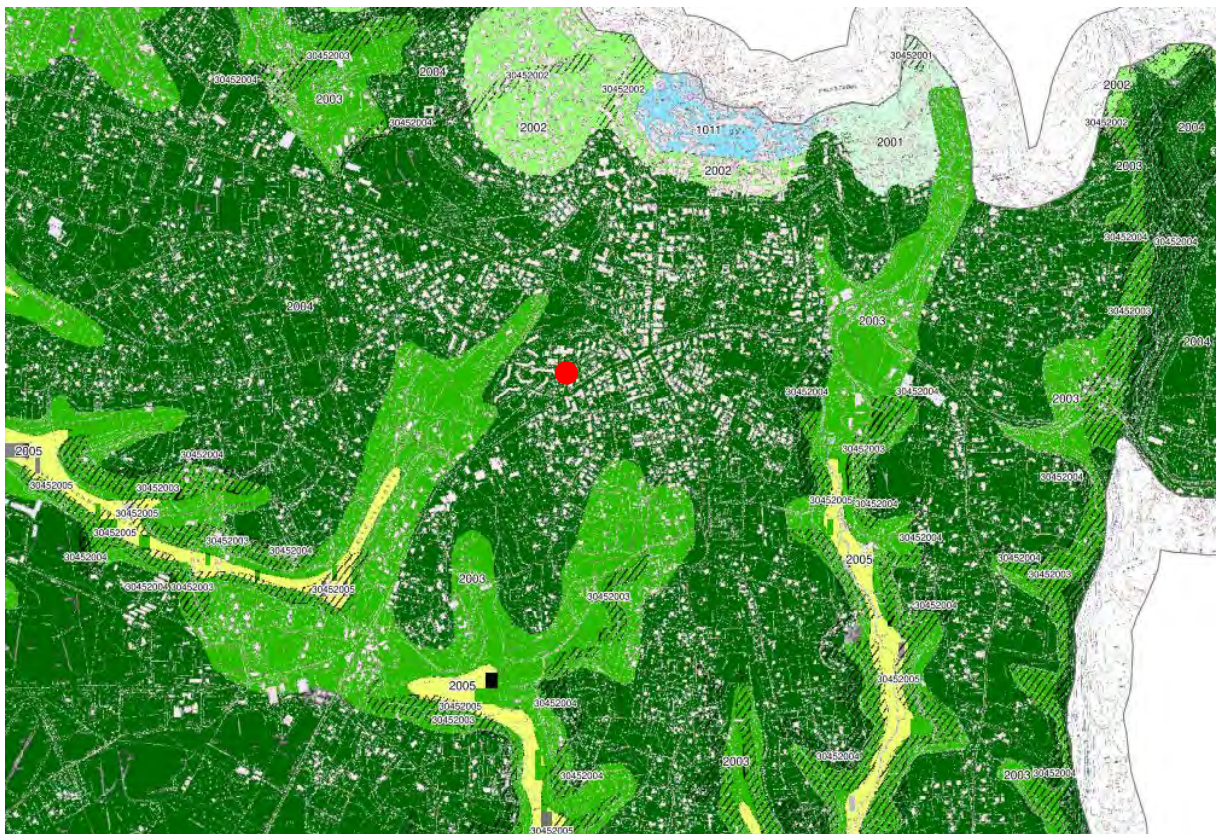


Figura 71. Zona omogenea in prospettiva sismica

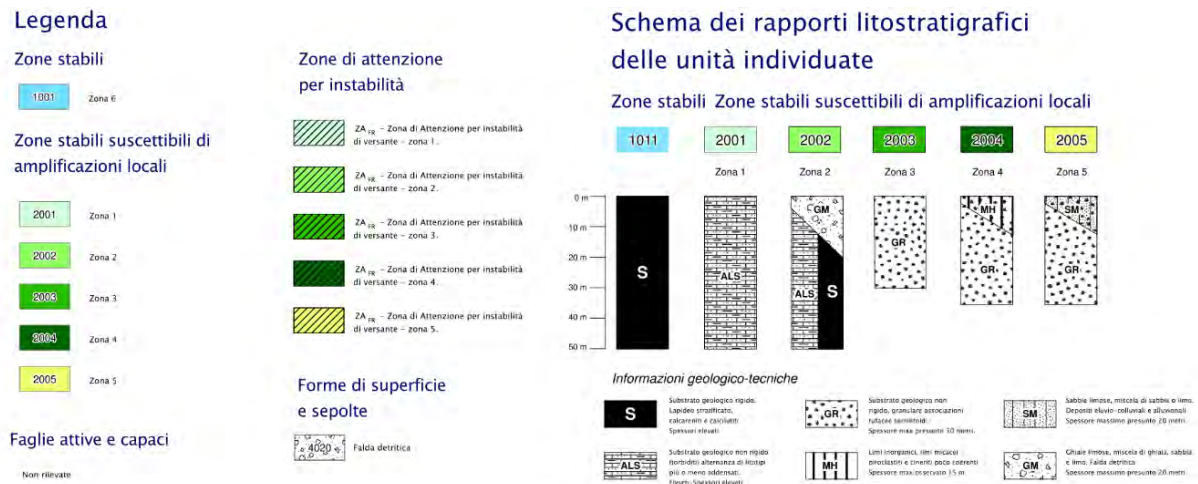


Tabella 141. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 142. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 143. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.9.3. Analisi sismica

1.9.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | si | si | Muratura. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|----------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 144. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.9.3.2. Spettri di risposta

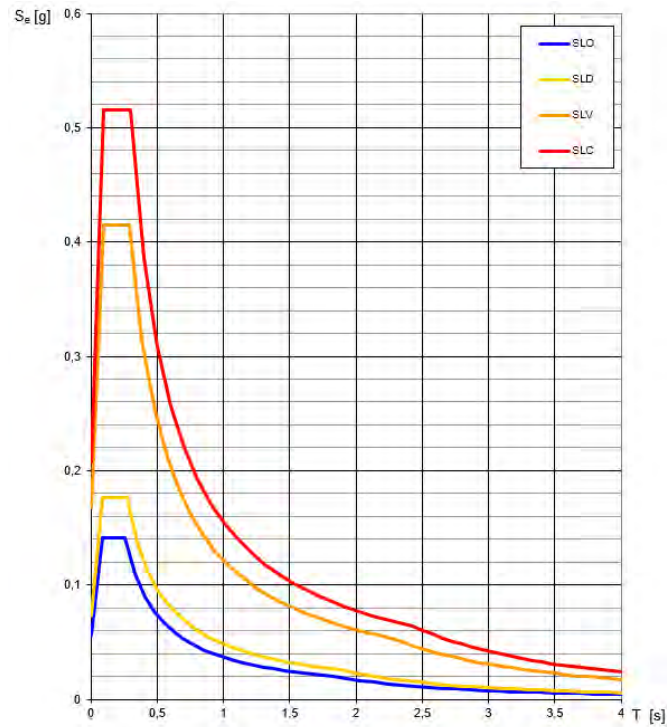


Figura 72. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

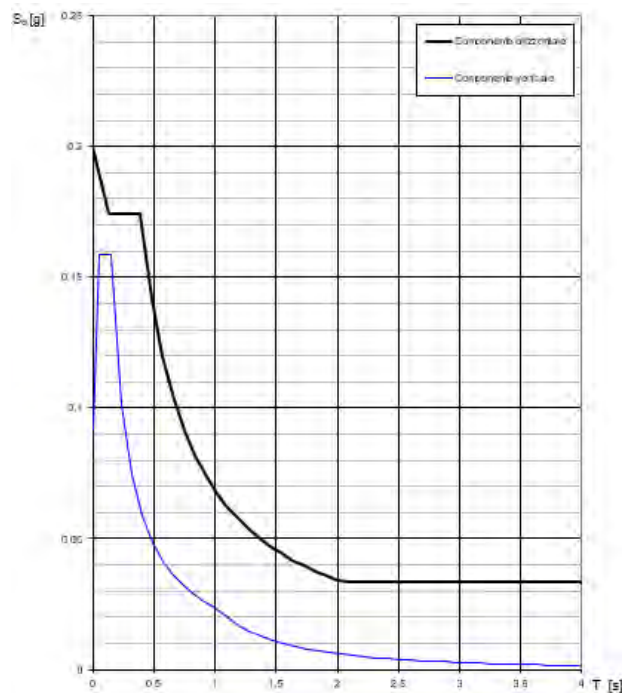


Figura 73. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

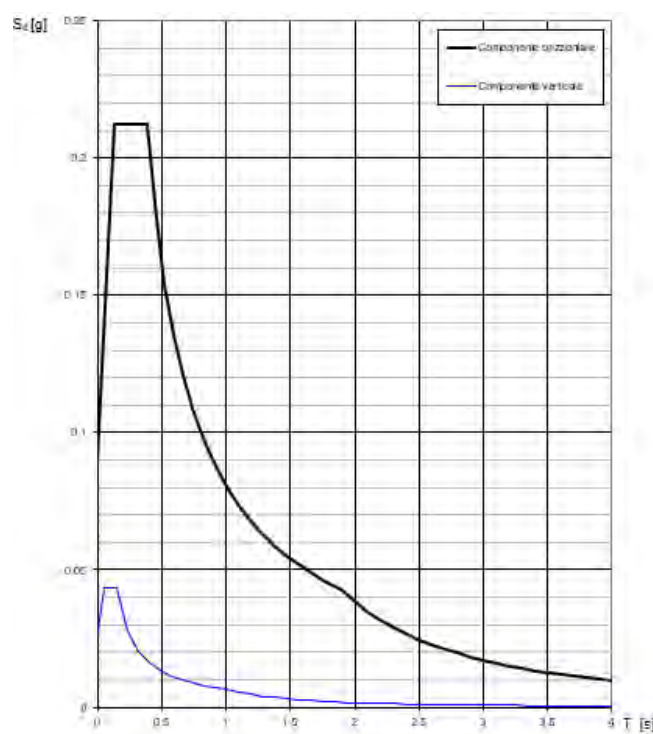


Figura 74. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.9.4. Carichi di progetto

1.9.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

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

Tabella 145. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

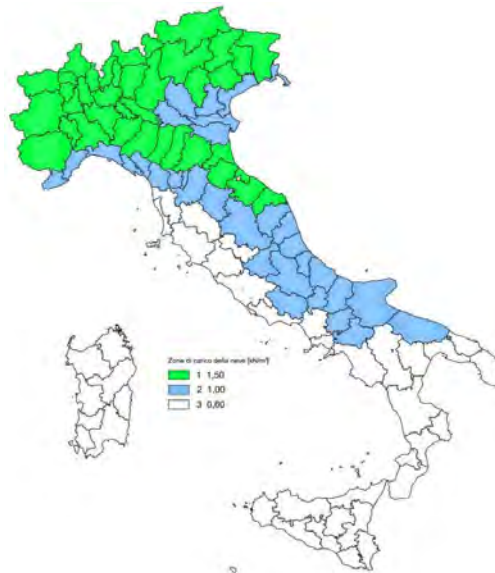


Figura 75. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 146. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 413 | 89 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 147. Determinazione del carico da neve in copertura

1.9.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 76. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 77. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 413 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

• c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 148. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 149. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

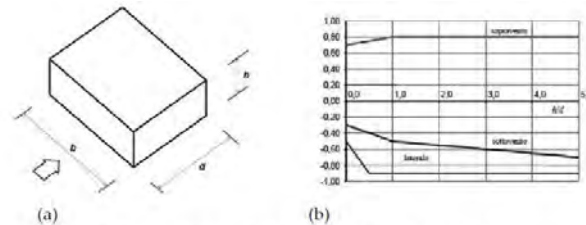
Tabella 150. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,748 | 1,634 |

Tabella 151. Definizione dei coefficienti di esposizione

• c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 152. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|------|-----|-----|------|----------------------|----------------------|
| 19,5 | 7,8 | 9,5 | 1,22 | 0,80 | -0,51 |

Tabella 153. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

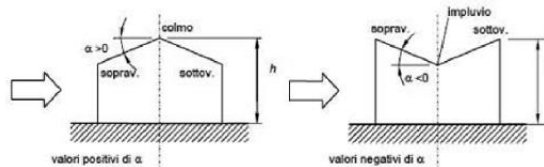


Figura 78. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 154. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 155. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

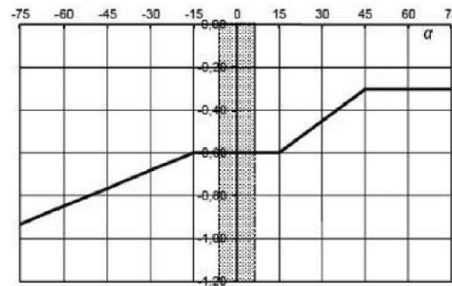


Tabella 156. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -605 |
| p_{max} (daN/m ²) | 479 | -647 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -558 | -558 |

1.9.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.9.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.9.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoigrometrico dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.10. Tipologia PT10

1.10.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|--------------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 2 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 4 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 6 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 8 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 1 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 3 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 5 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Via Fratelli Bandiera 7 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Piazza della Circoscrizione 1 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Piazza della Circoscrizione 5 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Piazza della Circoscrizione 8 | 41.4711° | 12.4925° |
| Roma | Palestrina | PT10 | Piazza della Circoscrizione 11 | 41.4711° | 12.4925° |

Tabella 157. Parametri generali del sito in esame



Figura 79. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.10.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di Vs che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|----|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| FH _{0,1-0,5} | | Velocità media V _{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| Profondità dal pc H (m) | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| | 5 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| | 10 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| | 15 | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 20 | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| | 25 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 30 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 35 | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 40 | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 45 | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 50 | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 55 | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 60 | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

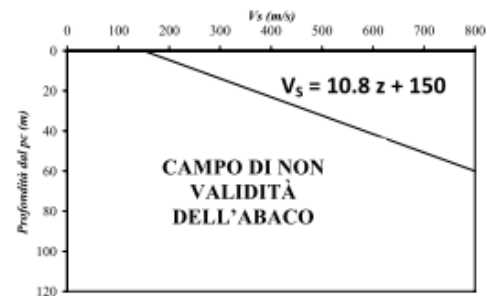


Tabella 158. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità Vs con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità Vs pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

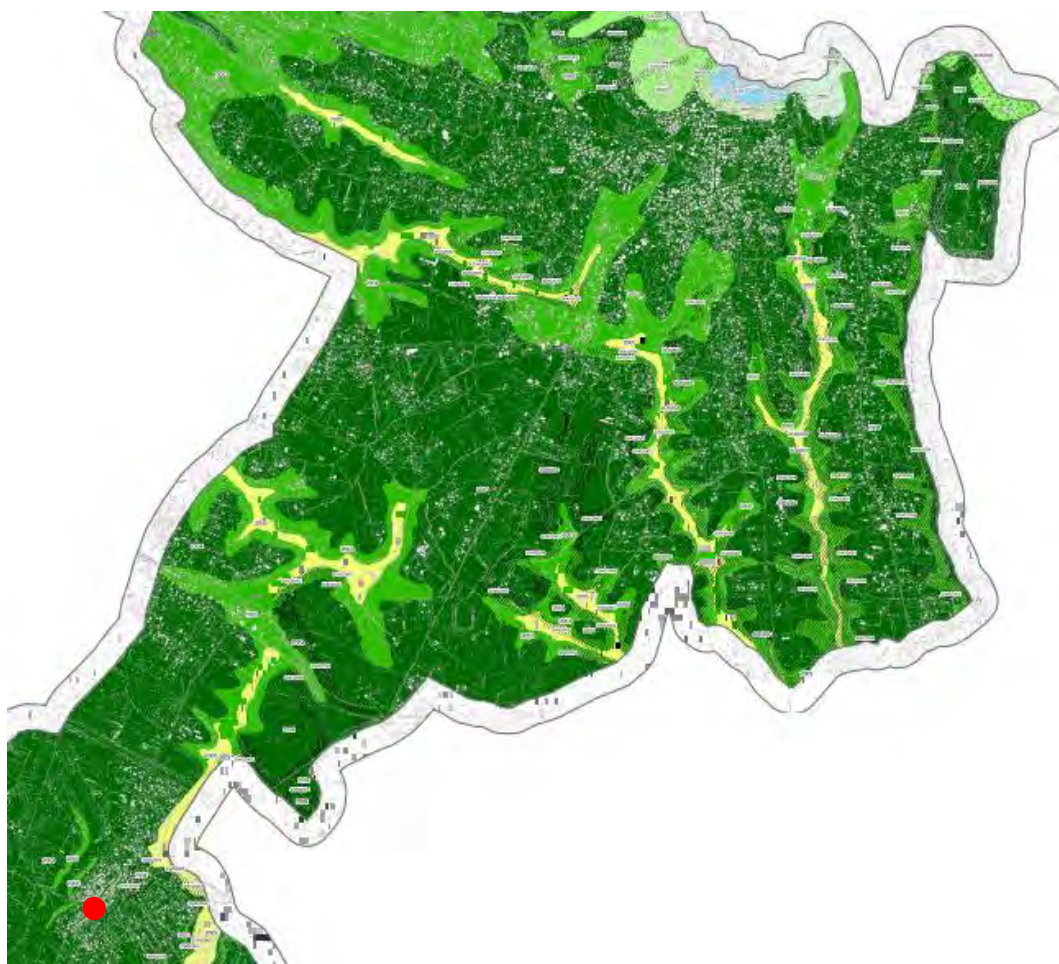


Figura 80. Zona omogenea in prospettiva sismica

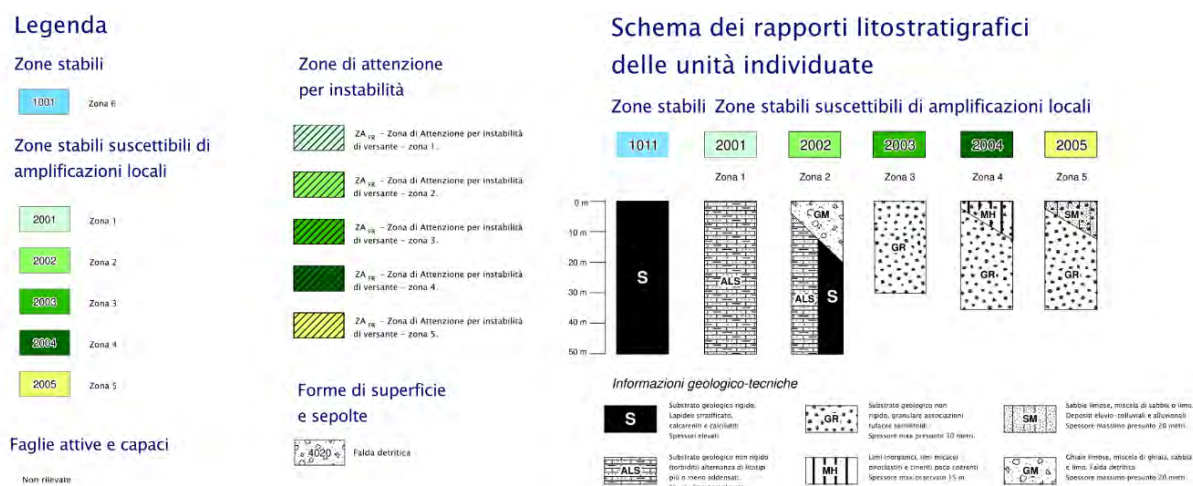


Tabella 159. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 160. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 161. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.10.3. Analisi sismica

1.10.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | sì | sì | Muratura. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame.

Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|--------------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75 \cdot \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|-----------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 162. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.10.3.2. Spettri di risposta

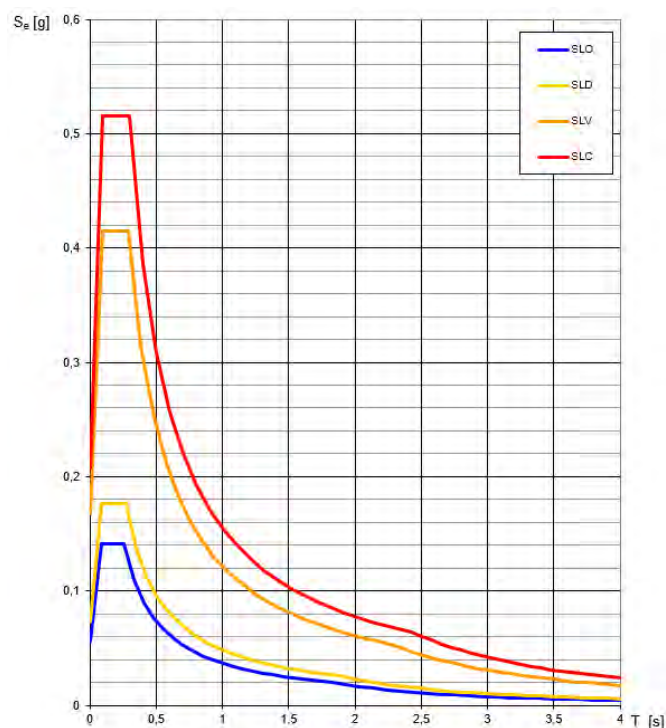


Figura 81. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

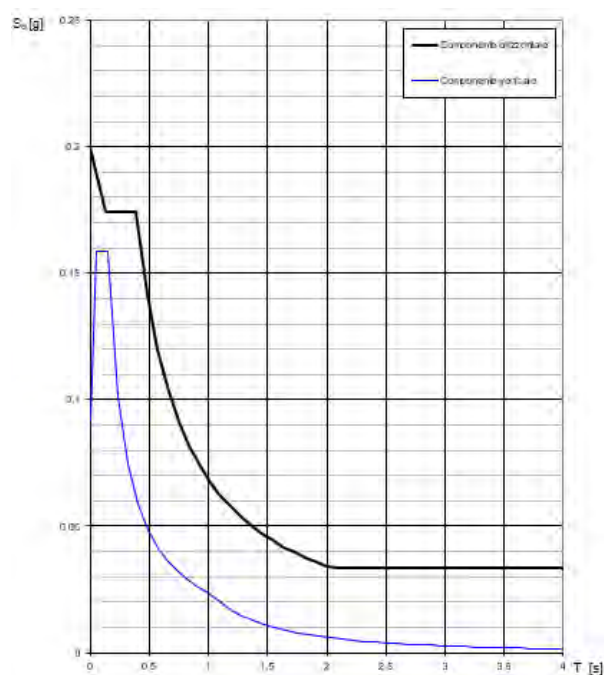


Figura 82. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

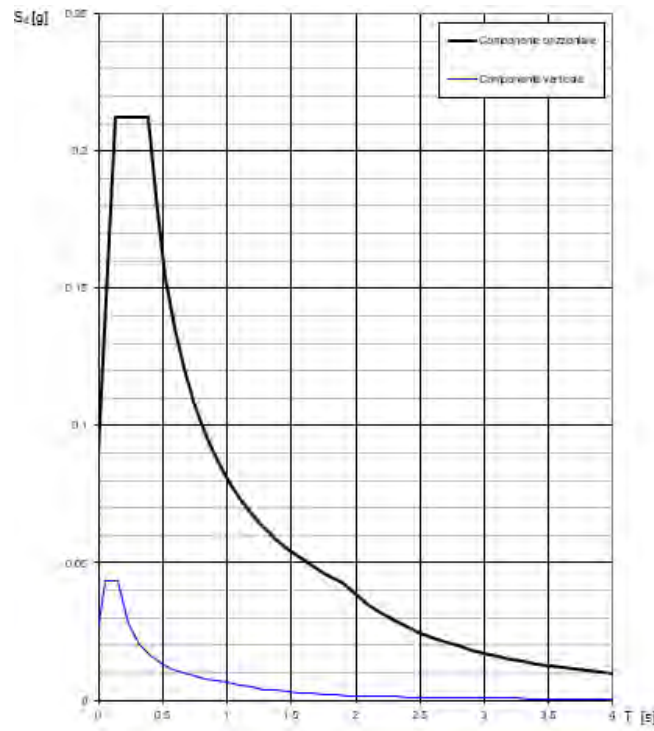


Figura 83. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.10.4. Carichi di progetto

1.10.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

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

Tabella 163. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;



Figura 84. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 164. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|---------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 413 | 89 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 165. Determinazione del carico da neve in copertura

1.10.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * c_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 85. Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_s$

Figura 86. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| $v_{b,0}$ (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 413 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

• c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 166. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 167. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

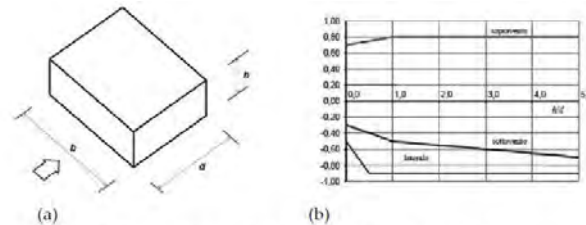
Tabella 168. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,712 | 1,634 |

Tabella 169. Definizione dei coefficienti di esposizione

• c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 170. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|----|---|---|------|----------------------|----------------------|
| 15 | 9 | 9 | 1,00 | 0,80 | -0,50 |

Tabella 171. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

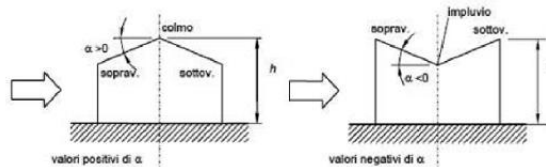


Figura 87. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 172. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 173. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

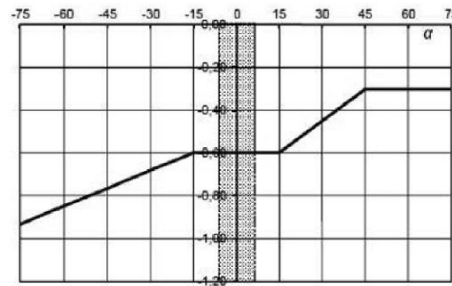


Tabella 174. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

- c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -597 |
| p_{max} (daN/m ²) | 469 | -625 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -547 | -547 |

1.10.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.10.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.10.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoisolante dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGA_a (SLV) anteoperam e la PGA_p (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.11. Tipologia PT11

1.11.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|----------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT11 | Via Mantova 26-28-30 - FGH | 41.4959° | 12.5256° |

Tabella 175. Parametri generali del sito in esame

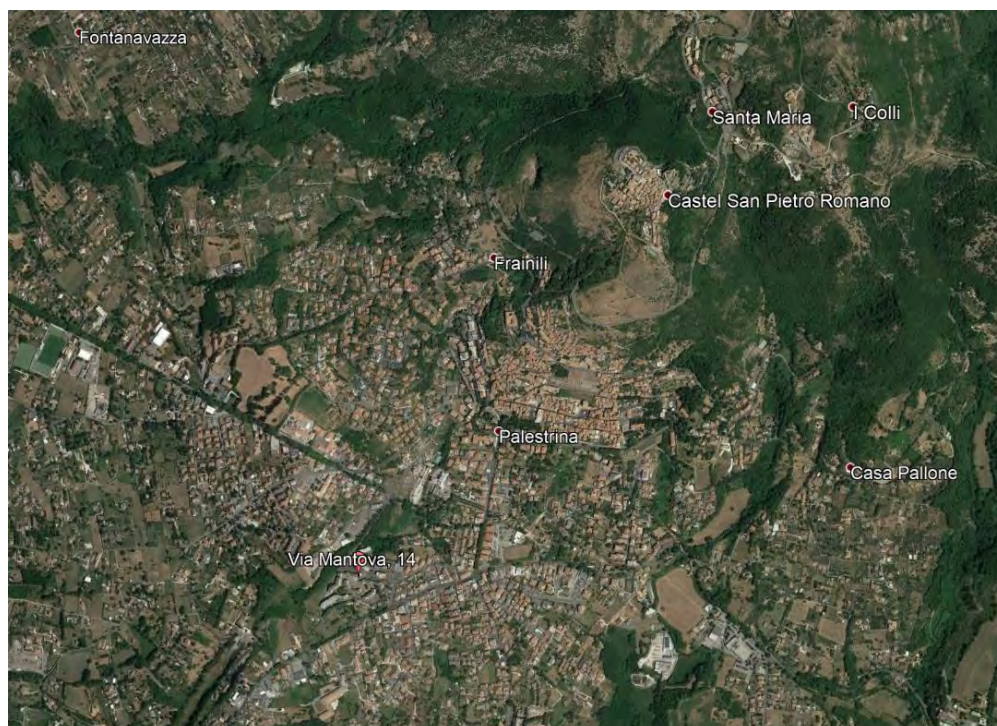


Figura 88. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.11.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco

(Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di Vs che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V _{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

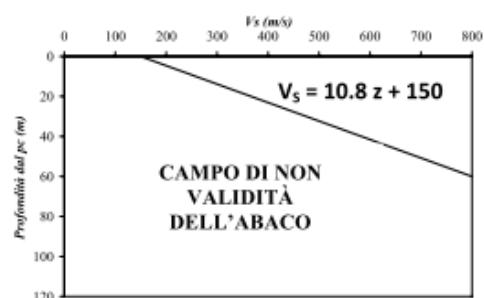


Tabella 176. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità Vs con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità Vs pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

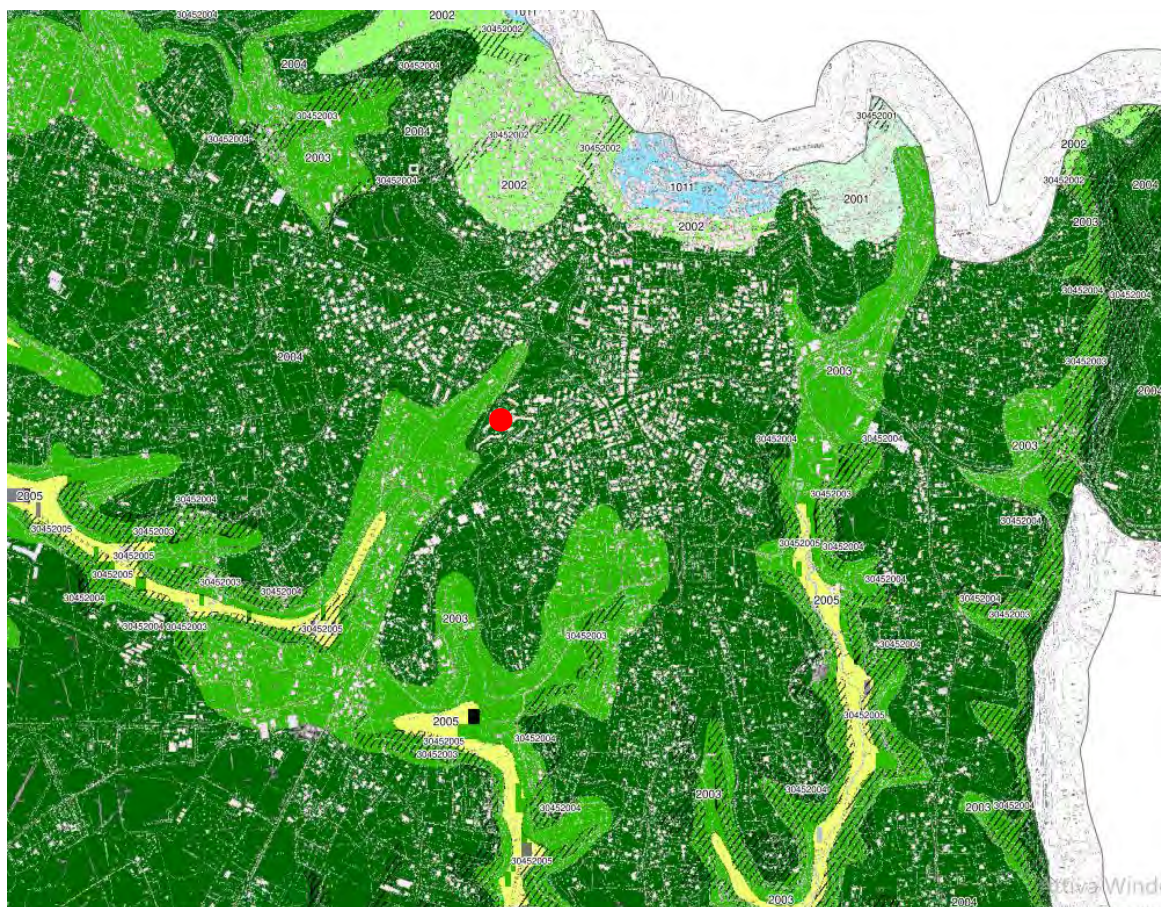


Figura 89. Zona omogenea in prospettiva sismica

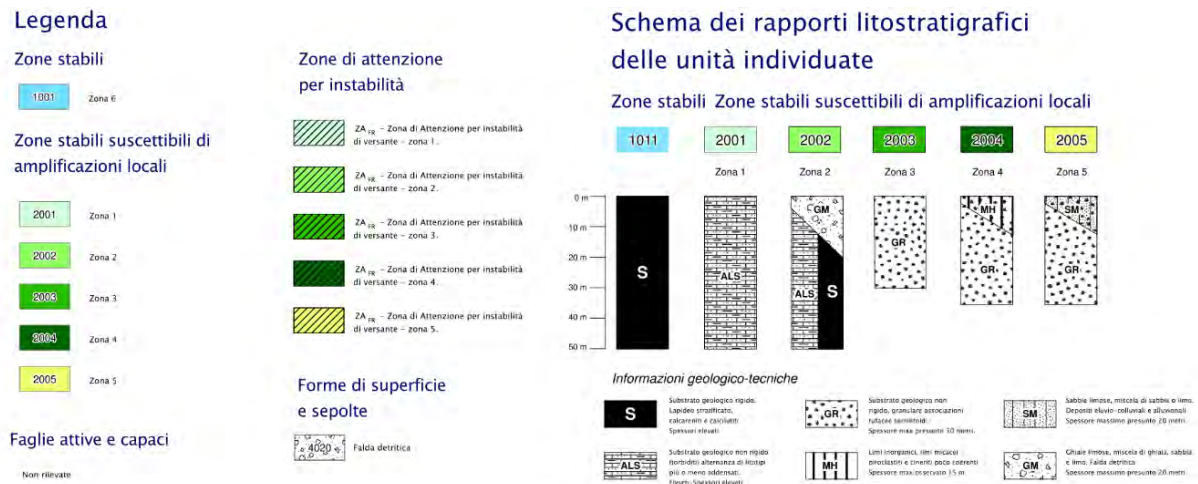


Tabella 177. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*” .

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 178. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 179. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.11.3. Analisi sismica

1.11.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.15 | 1 | 3.45 | 3.45 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 180. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.11.3.2. Spettri di risposta

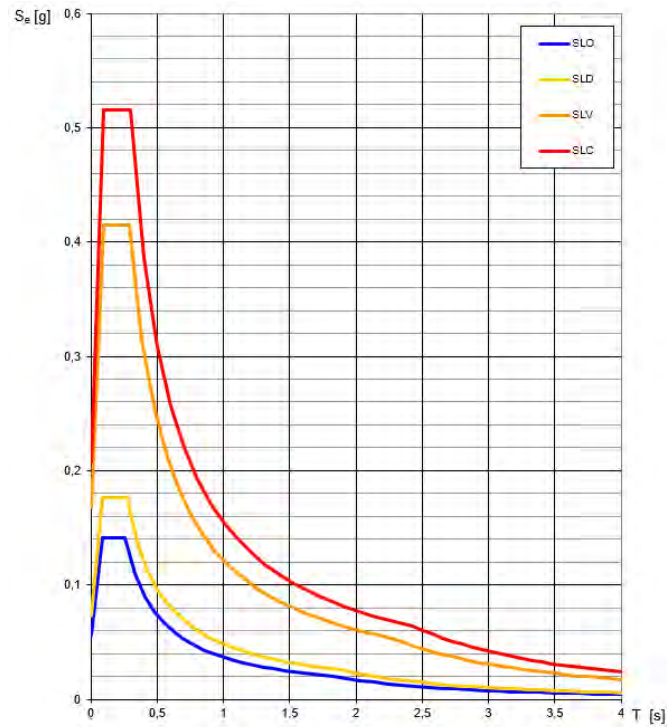


Figura 90. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

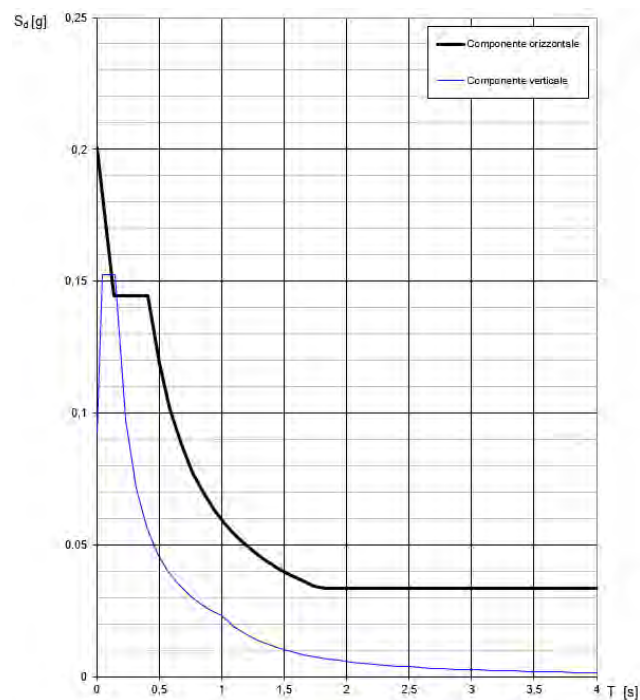


Figura 91. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

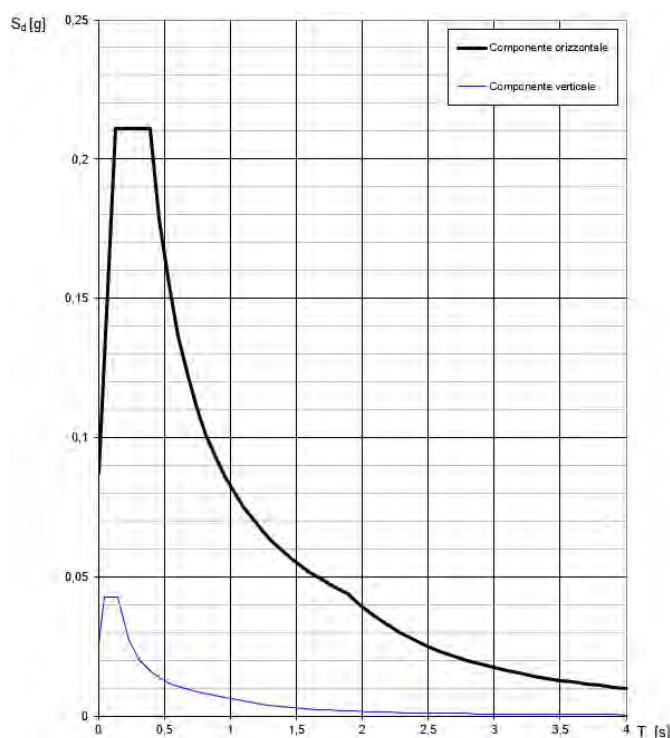


Figura 92. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.11.4. Carichi di progetto

1.11.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 181. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

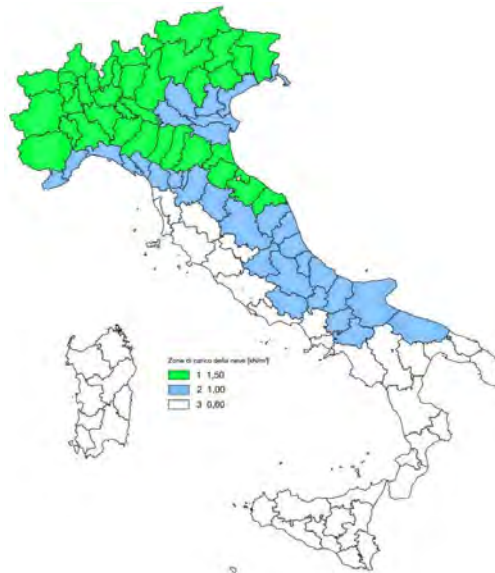


Figura 93. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 182. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|---------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 408 | 88 | 0,8 | 1 | 1 | 70 |

Tabella 183. Determinazione del carico da neve in copertura

1.11.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * c_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 94. Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_s$

Figura 95. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| $v_{b,0}$ (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 408 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27.02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 184. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 185. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

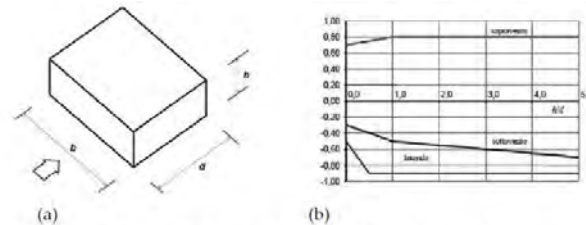
Tabella 186. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2.211 | 1,634 |

Tabella 187. Definizione dei coefficienti di esposizione

- c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 188. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|----|------|------|------|----------------------|----------------------|
| 85 | 10.3 | 18.5 | 1.78 | 0,80 | -0,54 |

Tabella 189. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA PIANA

Per la copertura piana, l'altezza di riferimento z_e è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito:

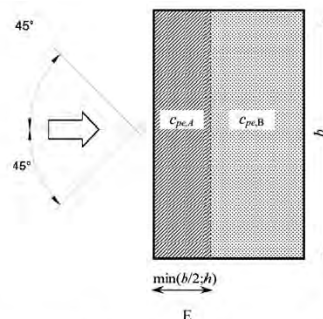


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

| | |
|---|-----------------------|
| Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h : | $c_{pe,A} = -0,80$ |
| Restanti zone | $c_{pe,B} = \pm 0,20$ |

Tabella 190. Definizione c_{pe} per coperture piano

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -626 |
| p_{max} (daN/m ²) | 605 | -846 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -1110 | -504 |

1.11.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.11.5.1. Sintesi degli interventi previsti

ISOLATORI SISMICI

L'isolamento sismico alla base di un edificio comporta una notevole riduzione della azione sismica, tale da annullare la necessità di procedere ad opere di rinforzo della struttura.

La funzione principale svolta dall'isolatore sismico è quella di consentire il disaccoppiamento della sovrastruttura dalla fondazione. Ne consegue la riduzione delle accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura, che si comporta come un corpo rigido al di sopra degli isolatori.

Gli effetti sono:

- incremento del periodo proprio di oscillazione della struttura, che si allontana dal periodo dominante dei terremoti;
- sensibile riduzione delle forze di progetto da applicare alla sovrastruttura.

L'operazione richiede il taglio dei pilastri nella zona di collegamento con la fondazione. Durante tale operazione, occorre trasferire il carico dalla zona sovrastante a quella sottostante la sezione di taglio.

Lo schema statico della sovrastruttura è alterato poiché si inserisce una cerniera nel pilastro e quindi occorre apportare opportuni rinforzi locali in modo che la struttura modificata sia in grado di resistere alle sollecitazioni.

L'isolamento sismico comporta limitate interferenze con l'esistente:

- gli interventi sono eseguiti solo al livello del piano di isolamento;
- l'utilizzo del fabbricato e delle attività che vi si svolgono non sono interrotti, se non per periodi limitati.

Come per la tipologia di interventi riportati ai paragrafi precedenti, l'efficacia degli interventi da eseguire per l'isolamento sismico può essere valutata solo con analisi strutturale condotta con idonei programmi di calcolo, mediante modellazione della struttura agli elementi finiti, previo rilievo dettagliato della geometria strutturale e caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti gli elementi resistenti attuali da eseguire sulla base di una campagna di indagini in sito e prove di laboratorio.

1.11.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di appositi isolatori sismici alla base opportunamente dimensionati per garantire un comportamento disaccoppiato della struttura e per garantire una centratura tra il centro di massa e centro di rigidità. Nel miglioramento sismico con isolatori, si è garantito che la sovrastruttura e sottostruttura sia mantenuta in campo elastico. Si è scelto quindi di utilizzare questo tipo di intervento in quanto, dai sopralluoghi effettuati, si è riscontrato che le attività per garantire un isolamento sismico alla base dell'edificio non vanno ad interferire in alcun modo né in termini di organizzazione né di sicurezza con il regolare esercizio della struttura.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di 2 classe di rischio, ovvero al miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.12. Tipologia PT12

1.12.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT12 | Via Filippo Bandiera 2 | 41.4958° | 12.5311° |
| Roma | Palestrina | PT12 | Via Filippo Bandiera 4 | 41.4958° | 12.5311° |
| Roma | Palestrina | PT12 | Via Filippo Bandiera 6 | 41.4958° | 12.5311° |

Tabella 191. Parametri generali del sito in esame

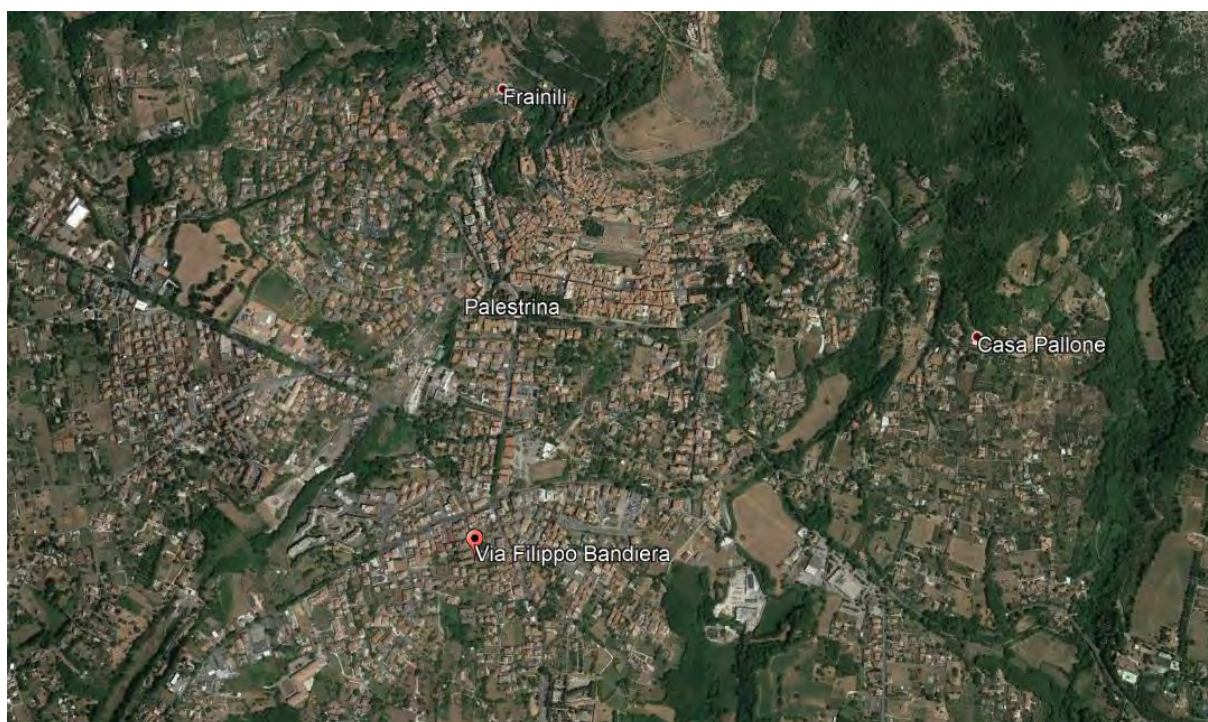


Figura 96. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.12.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non

rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

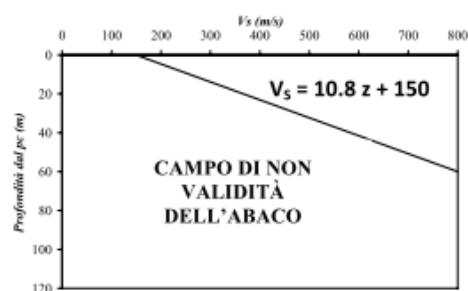


Tabella 192. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

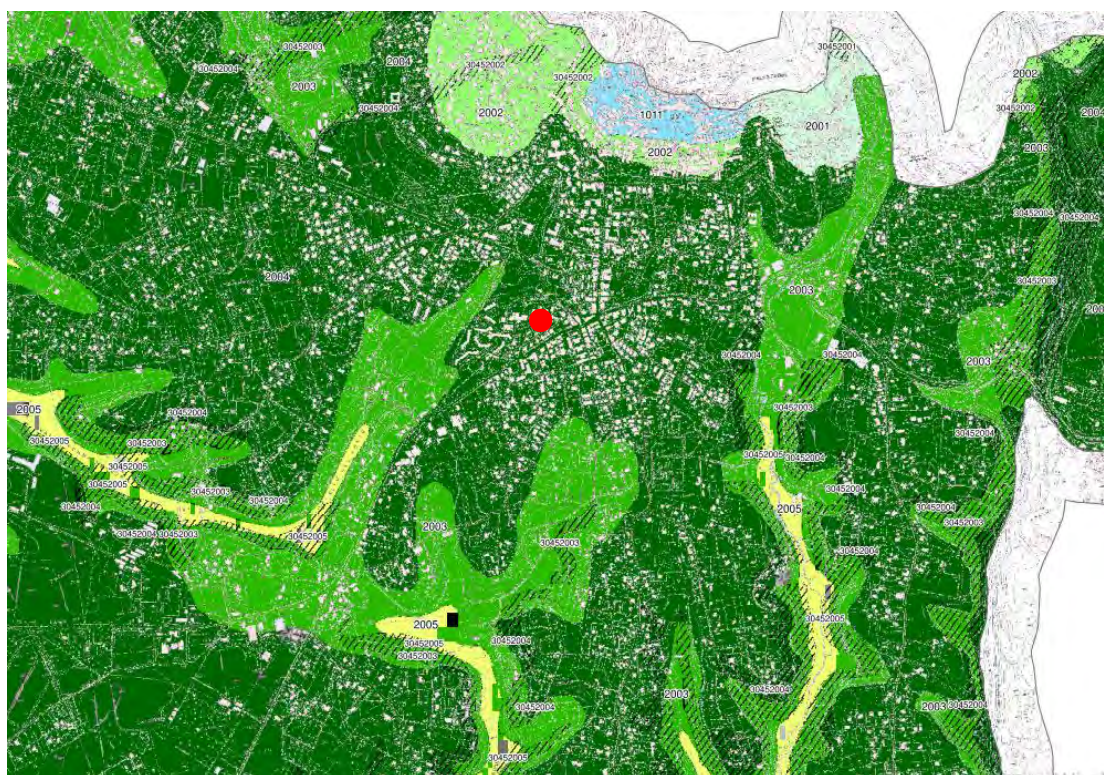


Figura 97. Zona omogenea in prospettiva sismica

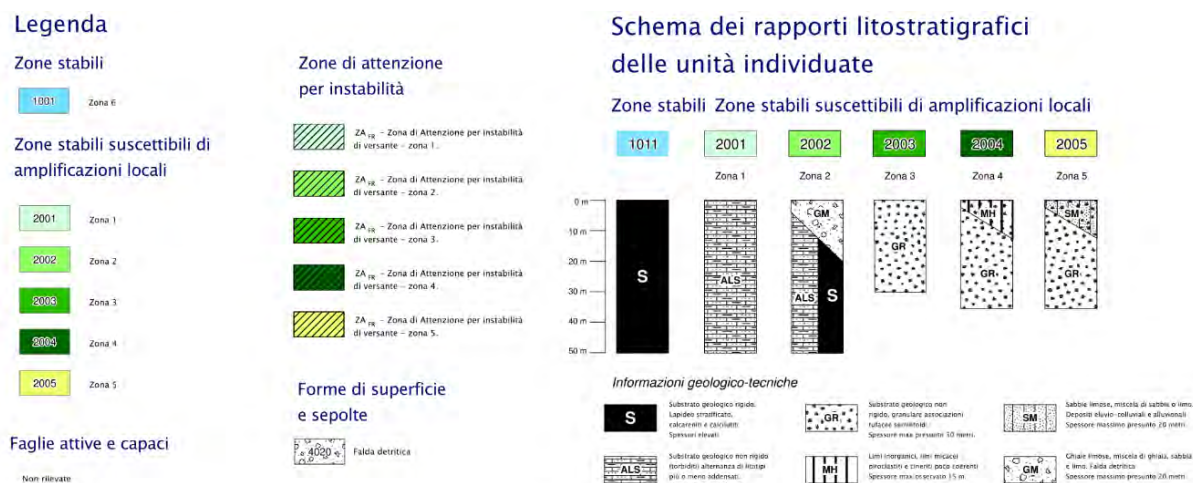


Tabella 193. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 194. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 195. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.12.3. Analisi sismica

1.12.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Muratura |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|----------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 196. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.12.3.2. Spettri di risposta

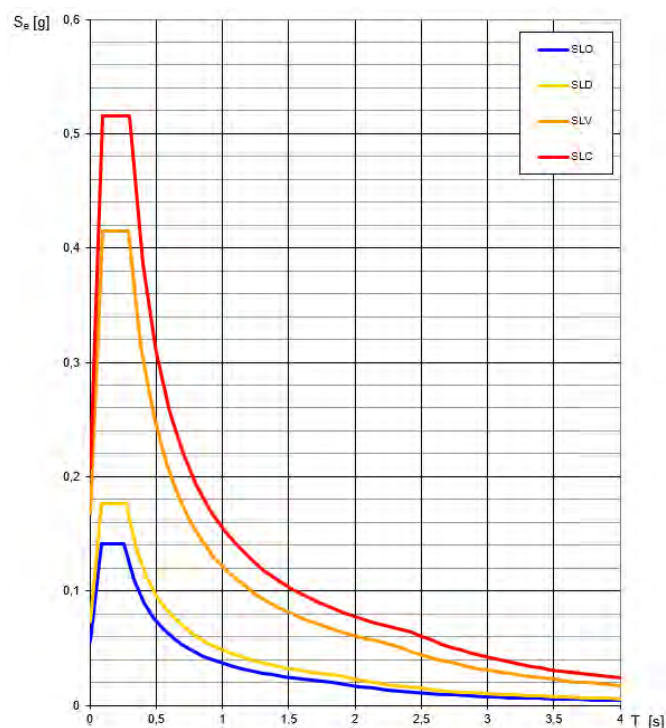


Figura 98. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

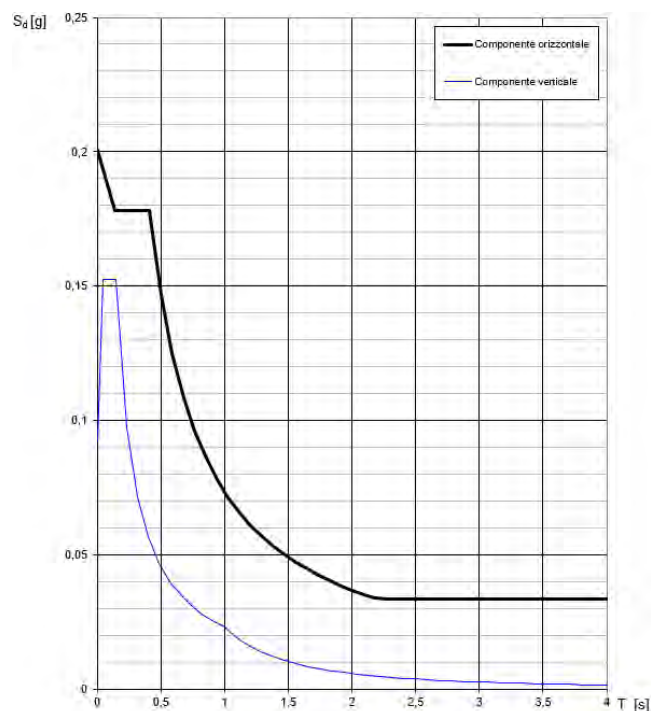


Figura 99. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

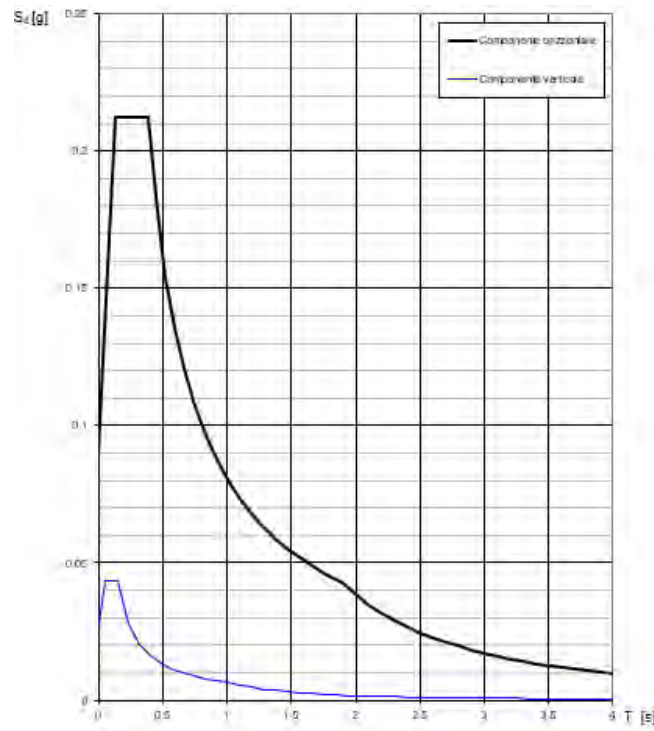


Figura 100. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.12.4. Carichi di progetto

1.12.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 197. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

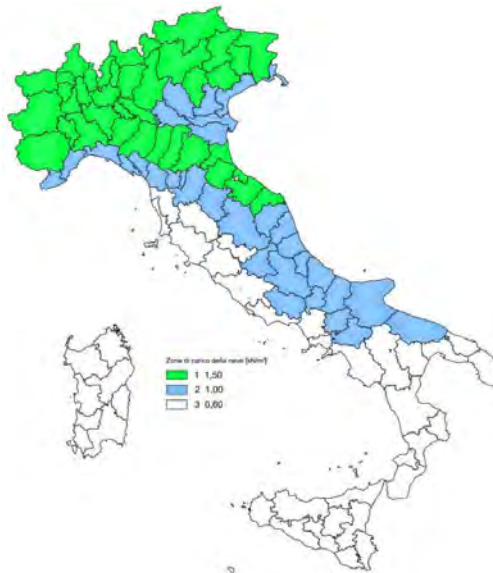


Figura 101. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 198. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 412 | 90 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 199. Determinazione del carico da neve in copertura

1.12.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 102. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 103. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 412 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 200. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 201. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

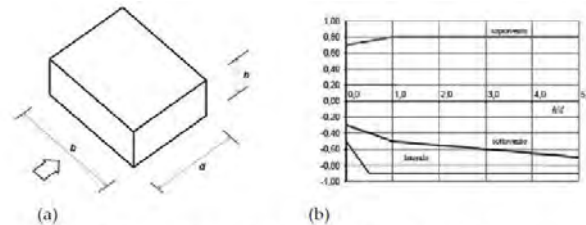
Tabella 202. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,908 | 1,634 |

Tabella 203. Definizione dei coefficienti di esposizione

- c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 204. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|------|------|----|-----|----------------------|----------------------|
| 37.7 | 17.2 | 12 | 0.7 | 0.77 | -0.44 |

Tabella 205. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A PADIGLIONE

Per la copertura a padiglione l'altezza di riferimento z_e è pari all'altezza massima della copertura stessa. Per i coefficienti globali sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare, per le falde sopravvento e sottovento, si assumono gli stessi coefficienti previsti per le coperture a doppia falda.

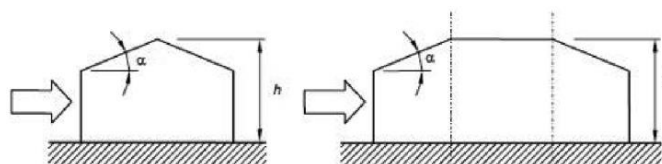


Figura C3.3.15 - Schema delle coperture a padiglione

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = + \alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 206. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per le falde laterali, relative alle pareti parallele alla direzione del vento, si considerano i coefficienti riportati sotto:

| | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 - \alpha/75$ |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -1,0$ |
| $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha - 45)/37,5$ |
| $60^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,6$ |

Tabella 207. Coperture a padiglione, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

- c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 425 | -551 |
| p_{max} (daN/m ²) | 496 | -644 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -610 | -610 |

Nel caso di copertura a padiglione è necessario considerare il vento in pressione sulle falde laterali e risulta pari a -871 daN/m²

1.12.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.12.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.12.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoigrometrico dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGA_a (SLV) anteoperam e la PGA_p (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.13. Tipologia PT13

1.13.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|------------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT13 | Via Filippo Bandiera 8-10-12 | 41.4958° | 12.5311° |

Tabella 208. Parametri generali del sito in esame

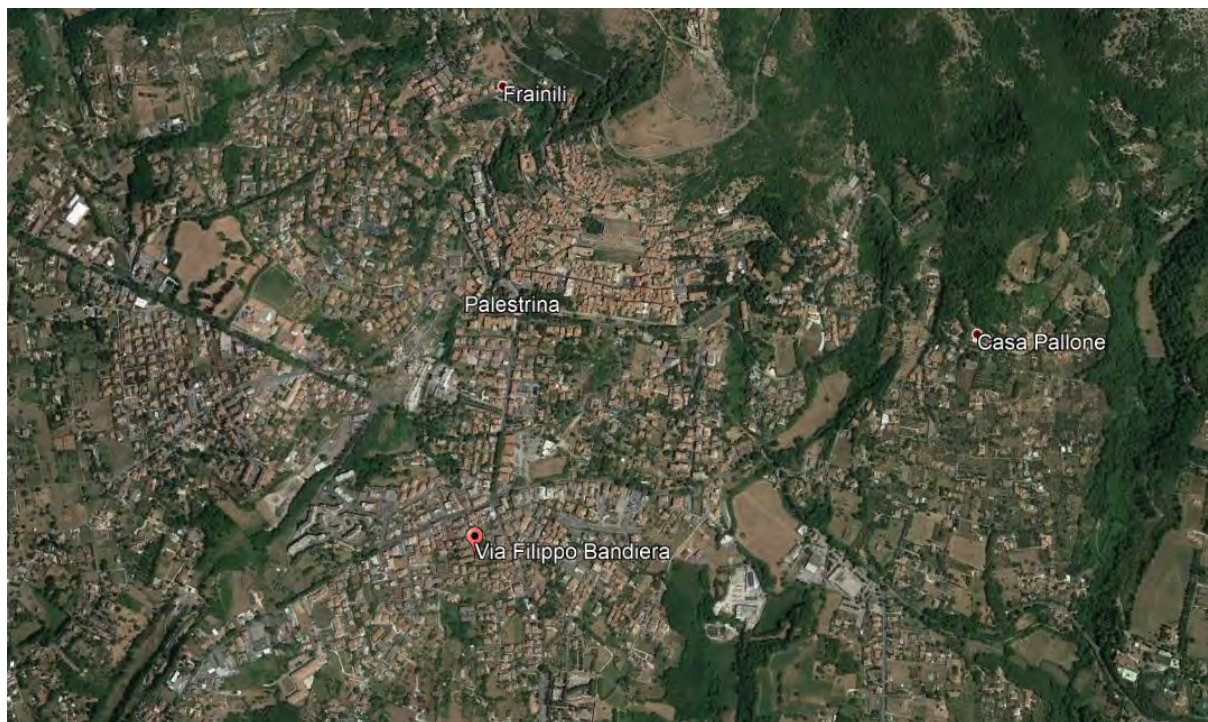


Figura 104. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.13.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco

(Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di Vs che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V _{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

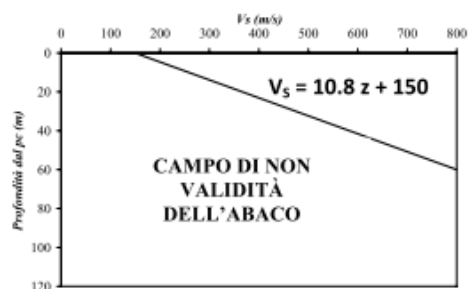


Tabella 209. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità Vs con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità Vs pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

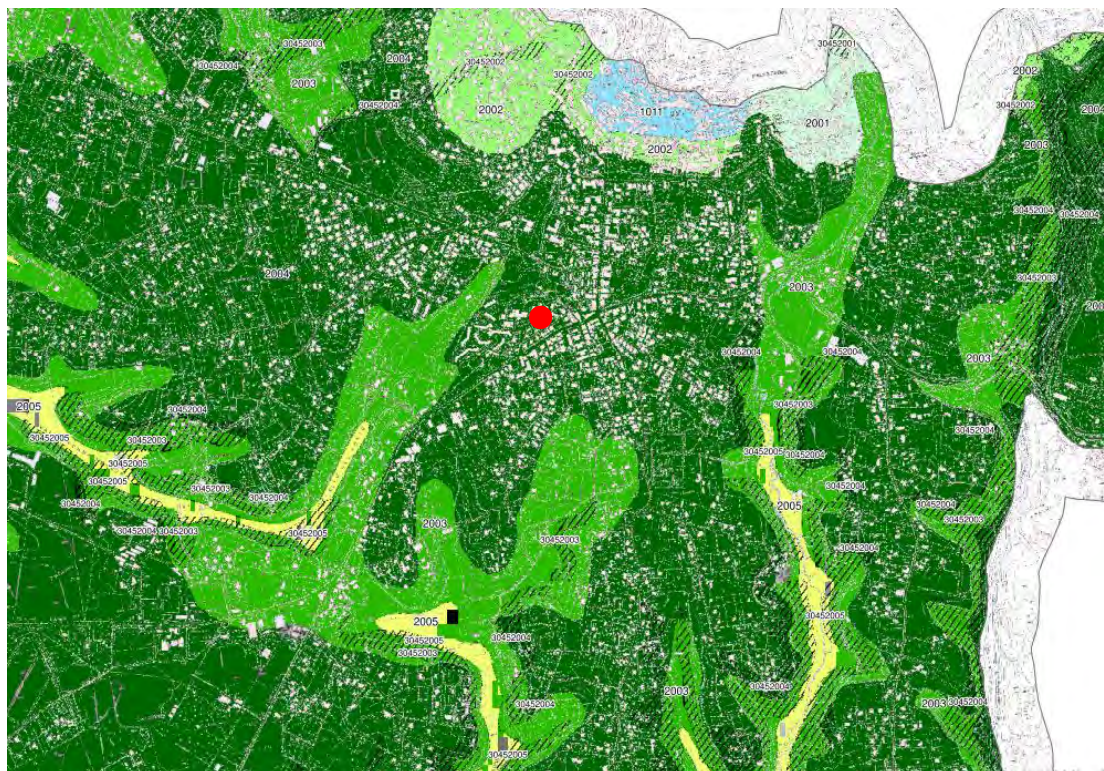


Figura 105. Zona omogenea in prospettiva sismica



Tabella 210. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 211. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie piane, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 212. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.13.3. Analisi sismica

1.13.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Muratura |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|----------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 213. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.13.3.2. Spettri di risposta

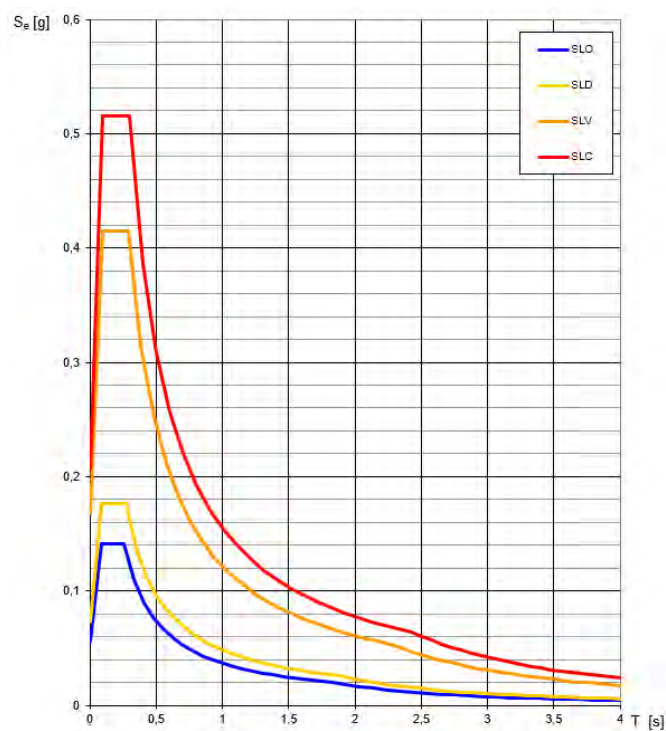


Figura 106. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

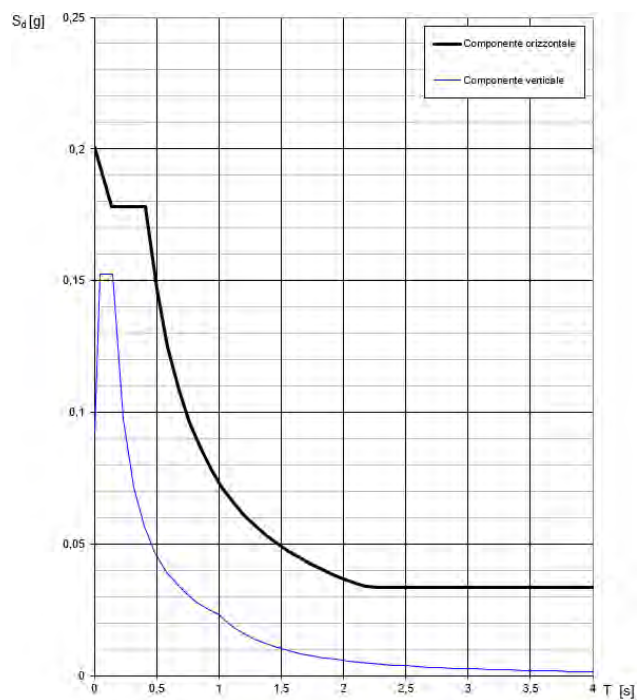


Figura 107. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

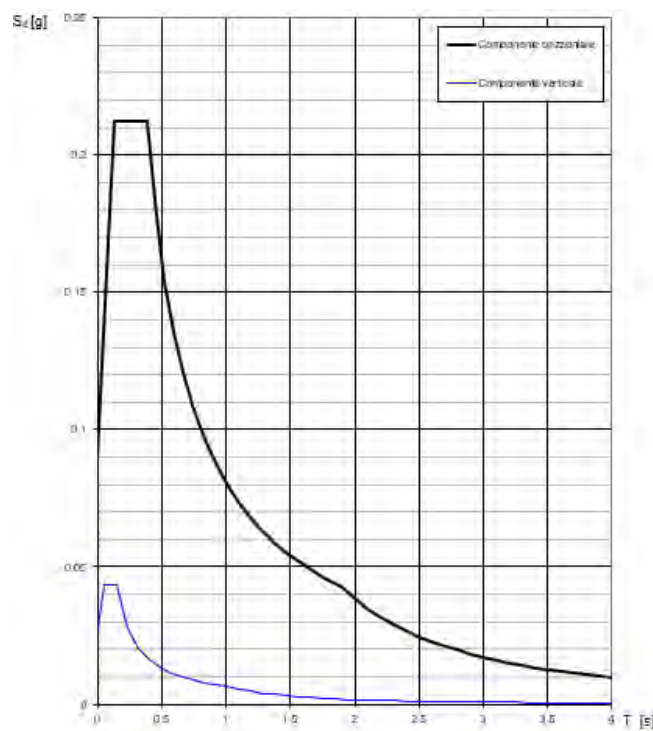


Figura 108. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.13.4. Carichi di progetto

1.13.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

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

Tabella 214. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

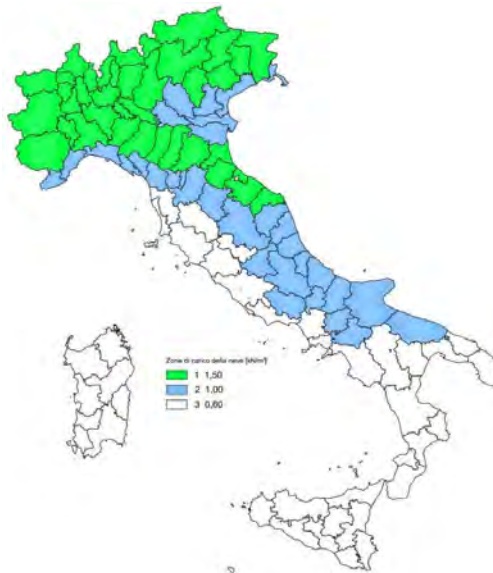


Figura 109. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 215. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 412 | 90 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 216. Determinazione del carico da neve in copertura

1.13.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 110. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 111. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 412 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 217. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 218. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

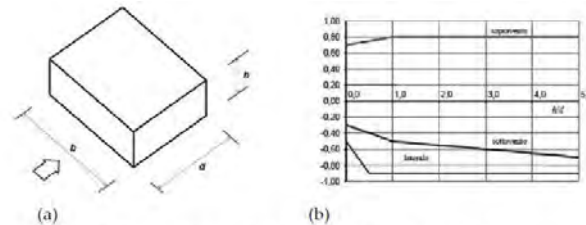
Tabella 219. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,797 | 1,634 |

Tabella 220. Definizione dei coefficienti di esposizione

- c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 221. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|------|----|------|------|----------------------|----------------------|
| 45.9 | 11 | 10.2 | 0.93 | 0.79 | -0.49 |

Tabella 222. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A PADIGLIONE

Per la copertura a padiglione l'altezza di riferimento z_e è pari all'altezza massima della copertura stessa. Per i coefficienti globali sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare, per le falde sopravvento e sottovento, si assumono gli stessi coefficienti previsti per le coperture a doppia falda.

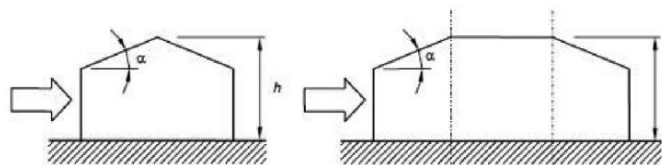


Figura C3.3.15 - Schema delle coperture a padiglione

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = + \alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 223. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per le falde laterali, relative alle pareti parallele alla direzione del vento, si considerano i coefficienti riportati sotto:

| | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 - \alpha/75$ |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -1,0$ |
| $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha - 45)/37,5$ |
| $60^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,6$ |

Tabella 224. Coperture a padiglione, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

- c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 442 | -586 |
| p_{max} (daN/m ²) | 486 | -644 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -574 | -574 |

Nel caso di copertura a padiglione è necessario considerare il vento in pressione sulle falde laterali e risulta pari a -820 daN/m²

1.13.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.13.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.13.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoigrometrico dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGA_a (SLV) anteoperam e la PGA_p (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.14. Tipologia PT14

1.14.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|-------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT14 | Via Prenestina Nuova 35 | 41.4958° | 12.5311° |

Tabella 225. Parametri generali del sito in esame



Figura 112. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.14.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla

presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastiti e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (V_s/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profondità dal pc H (m) | FH _{0,1-0,5} | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| 5 | | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| 10 | | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| 15 | | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 20 | | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| 25 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 30 | | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 35 | | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 40 | | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| 45 | | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 55 | | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| 60 | | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

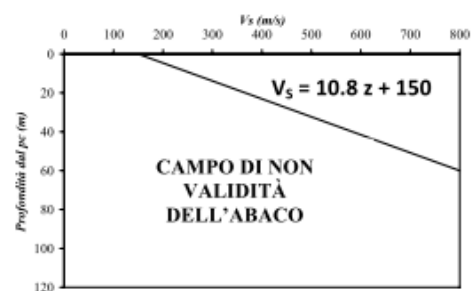


Tabella 226. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

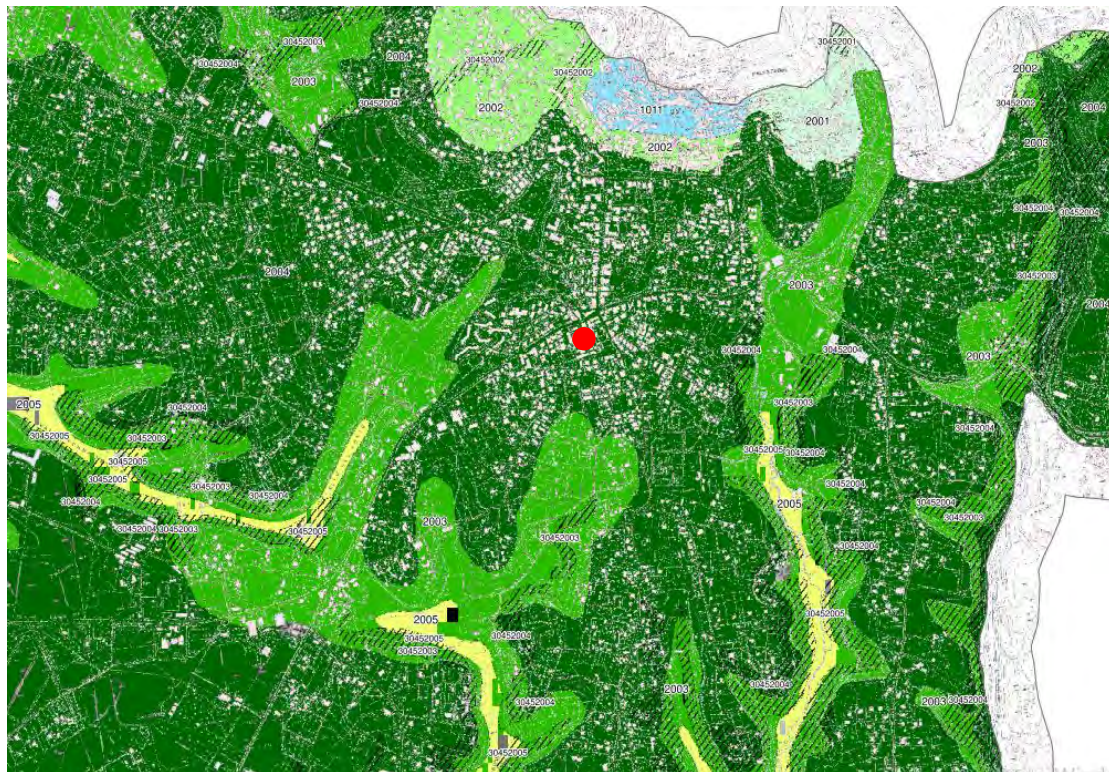


Figura 113. Zona omogenea in prospettiva sismica

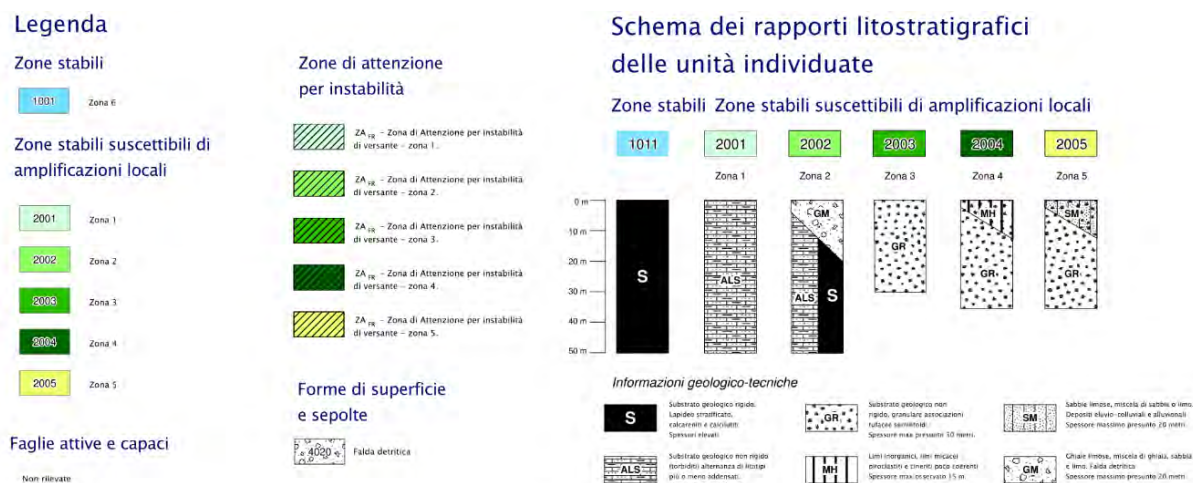


Tabella 227. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 228. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 229. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.14.3. Analisi sismica

1.14.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | no | si | Muratura |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|----------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 230. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.14.3.2. Spettri di risposta

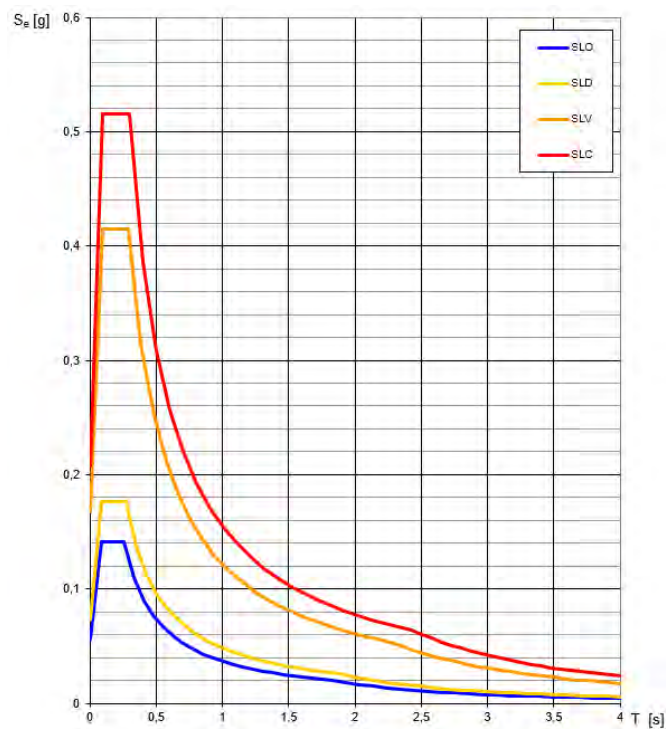


Figura 114. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

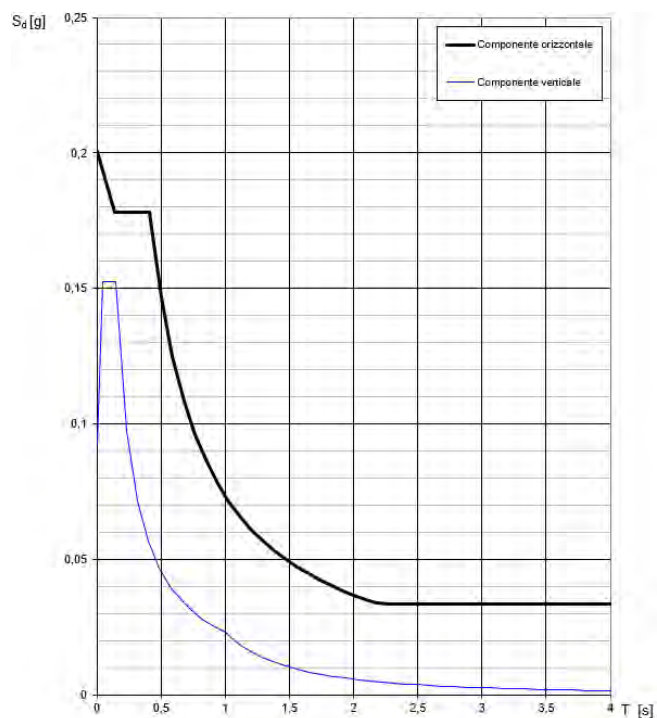


Figura 115. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

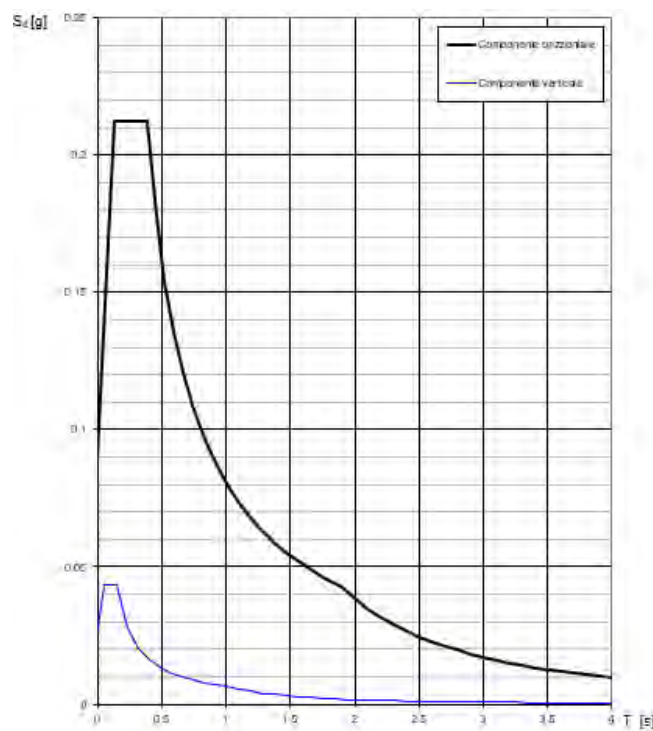


Figura 116. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.14.4. Carichi di progetto

1.14.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 231. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

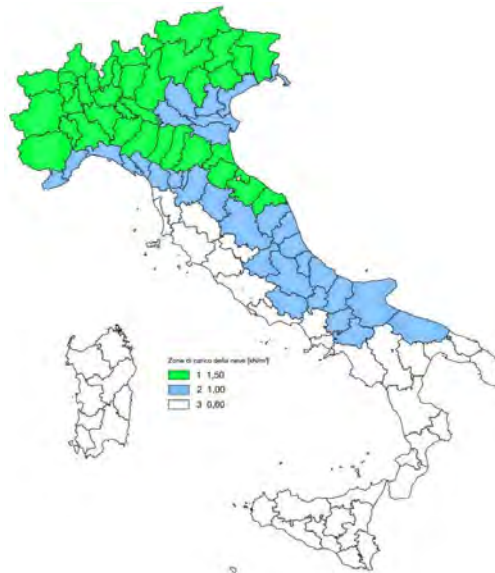


Figura 117. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 232. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 412 | 90 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 233. Determinazione del carico da neve in copertura

1.14.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * c_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 118. Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Figura 119. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| $v_{b,0}$ (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 412 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 234. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 235. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

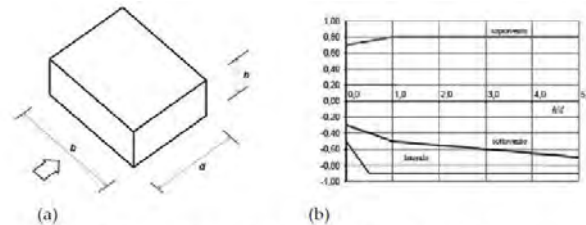
Tabella 236. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2,017 | 1,634 |

Tabella 237. Definizione dei coefficienti di esposizione

- c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
 b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Facciata sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 238. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|----|----|----|------|----------------------|----------------------|
| 25 | 10 | 14 | 1.40 | 0.8 | -0.52 |

Tabella 239. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA PIANA

Per la copertura piana, l'altezza di riferimento z_e è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito:

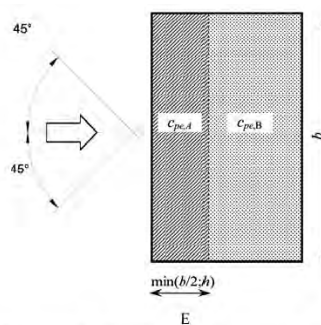


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

| | |
|---|-----------------------|
| Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h : | $c_{pe,A} = -0,80$ |
| Restanti zone | $c_{pe,B} = \pm 0,20$ |

Tabella 240. Definizione c_{pe} per coperture piano

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|-------------------|-------------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 415 | -531 |
| p_{max} (daN/m ²) | 410 | -526 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -517 | -517 |

1.14.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.14.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.14.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoigrometrico dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGA_a (SLV) anteoperam e la PGA_p (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.15. Tipologia PT16

1.15.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|-------------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT16 | Via C. L. Antonelli 7-9 | 41.5007° | 12.5246° |

Tabella 241. Parametri generali del sito in esame

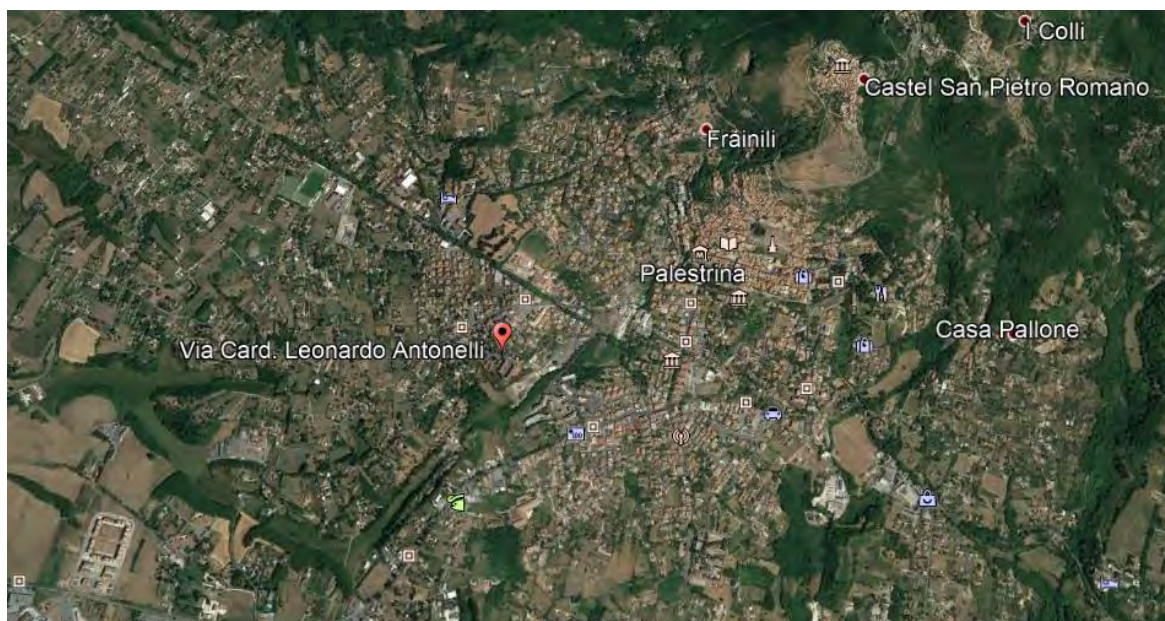


Figura 120. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.15.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastici e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un sustrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si determina il valore di Vs che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo

entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI | | | | | | | | | | |
|--|----|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
| FH _{0,1-0,5} | | Velocità media V _{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| Profondità dal pc H (m) | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| | 5 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| | 10 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| | 15 | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 20 | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| | 25 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 30 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 35 | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 40 | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 45 | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 50 | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | |
| 55 | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | |
| 60 | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 | |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

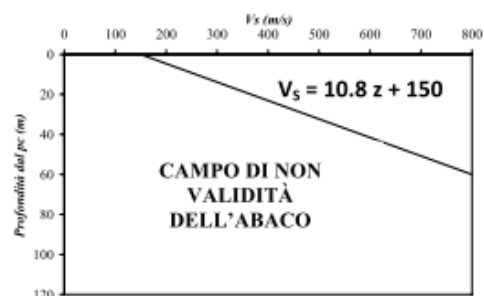


Tabella 242. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità Vs con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità Vs pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

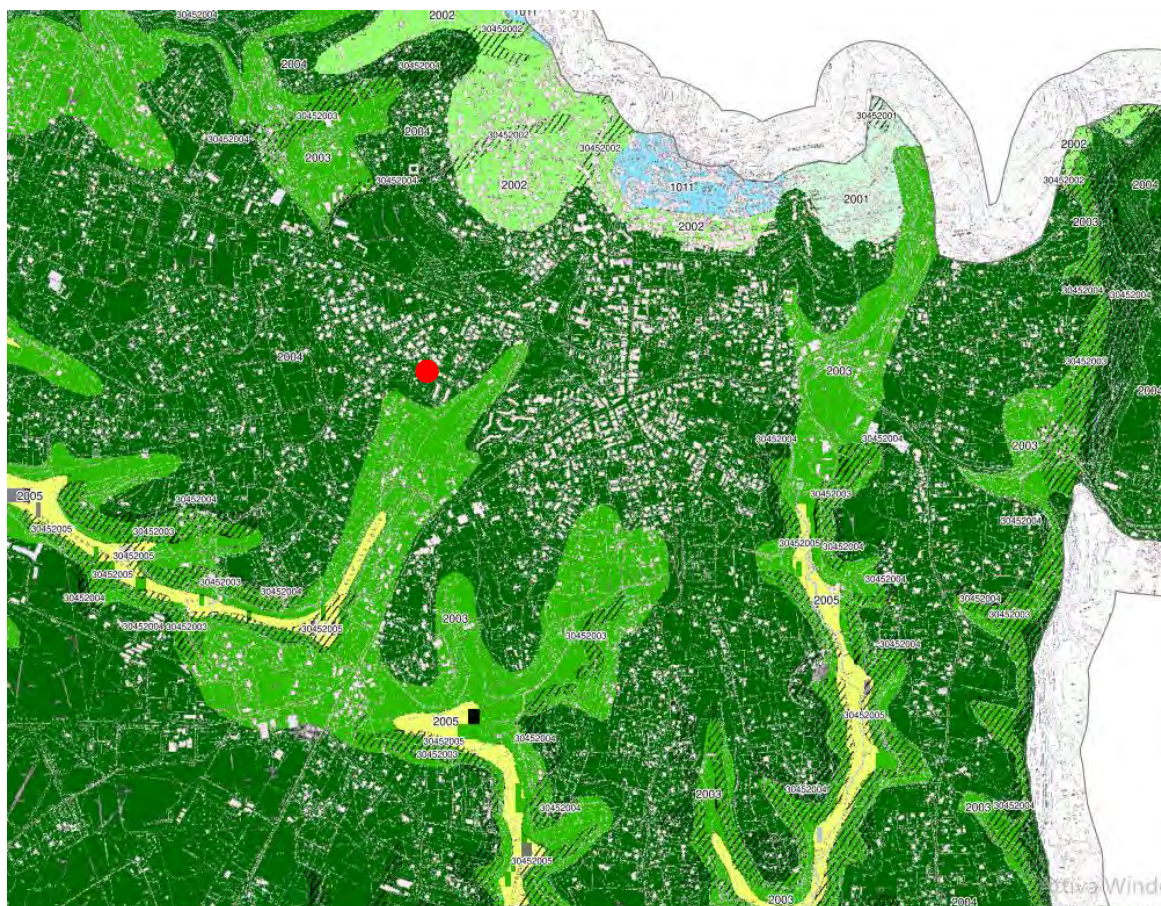


Figura 121. Zona omogenea in prospettiva sismica

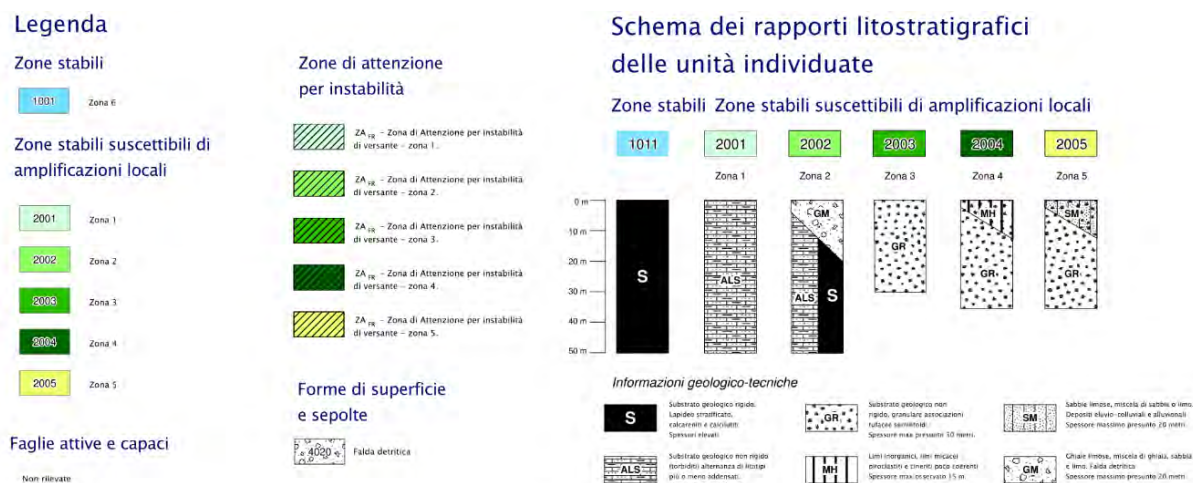


Tabella 243. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 244. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 245. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.15.3. Analisi sismica

1.15.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | si | si | Telaio in c.a. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|-------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $3^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.3 | 1 | 3.9 | 3.9 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 246. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.15.3.2. Spettri di risposta

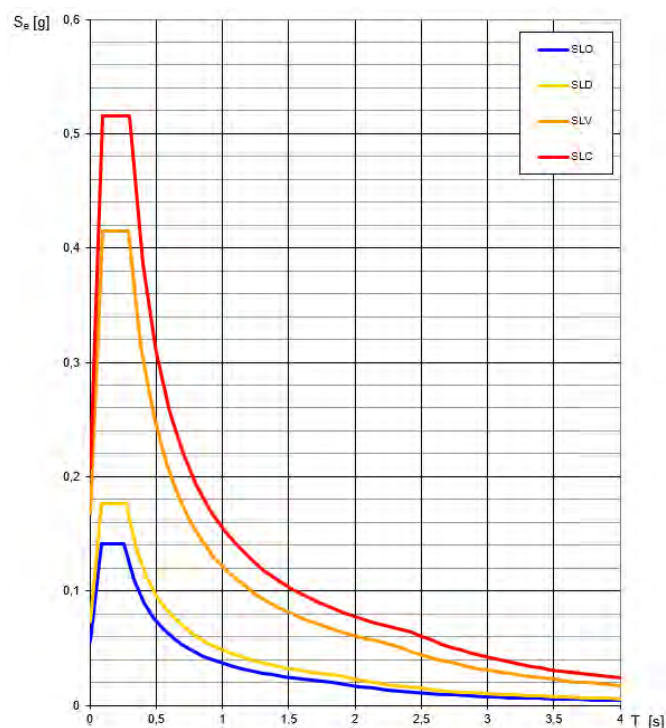


Figura 122. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

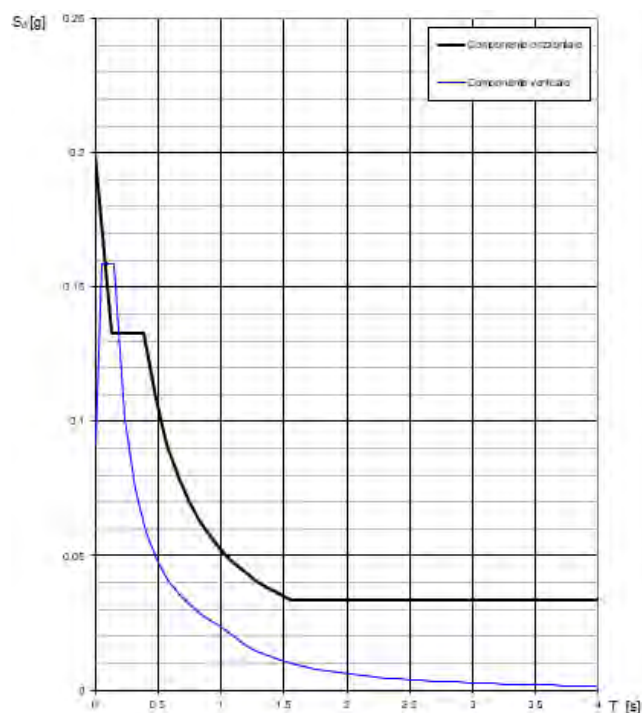


Figura 123. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

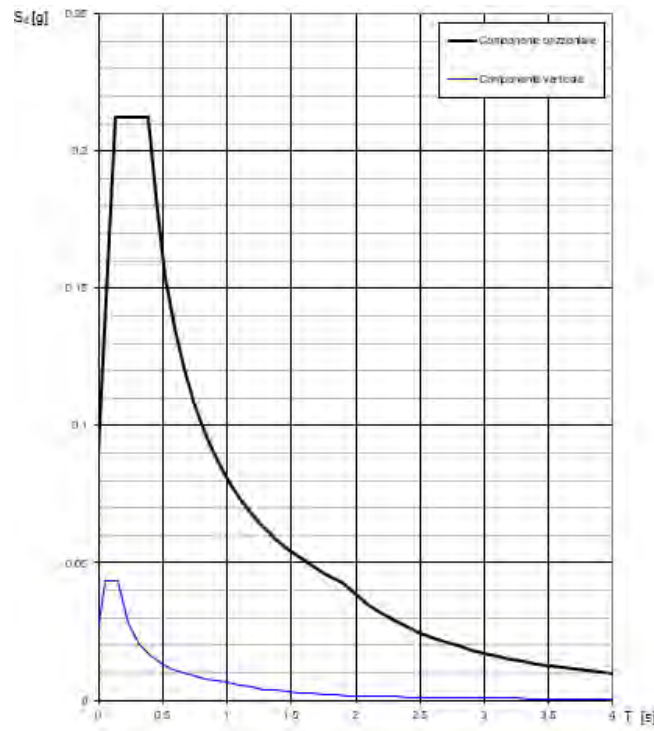


Figura 124. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.15.4. Carichi di progetto

1.15.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 247. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;



Figura 125. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 248. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|---------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 408 | 88 | 0,8 | 1 | 1 | 70 |

Tabella 249. Determinazione del carico da neve in copertura

1.15.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 126. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 127. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 408 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

- c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 250. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 251. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

Tabella 252. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 1,592 | 1,634 |

Tabella 253. Definizione dei coefficienti di esposizione

- c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:

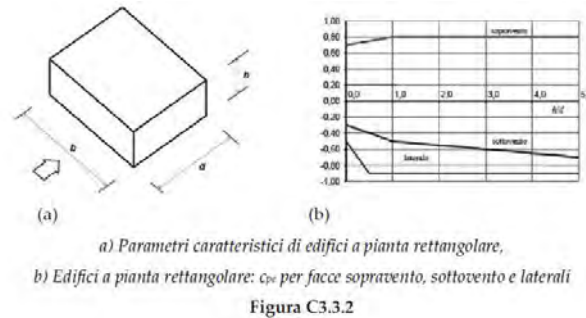


Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 254. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|-------|------|-----|------|----------------------|----------------------|
| 47,20 | 11,6 | 7,5 | 0,65 | 0,76 | -0,43 |

Tabella 255. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

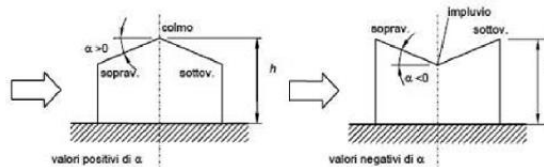


Figura 128. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 256. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 257. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

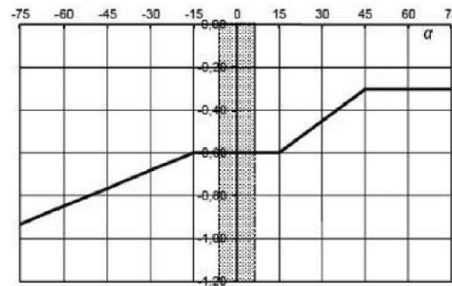


Tabella 258. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

● c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 421 | -544 |
| p_{max} (daN/m ²) | 410 | -530 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -509 | -509 |

1.15.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che consentono il passaggio di una sola Classe di Rischio;
- interventi che possono consentire il passaggio fino a due Classi di Rischio.
- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La prima tipologia di interventi considerati è quella contenuta nelle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (D.M. 65/2017-allegato A). Per gli edifici in cemento armato, se la struttura è stata originariamente concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore se vengono effettuati gli interventi seguenti:

- incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave per tutte le pilastrate e le travi disposte lungo il perimetro dell'edificio;
- opere volte a scongiurare il ribaltamento delle tamponature, compiute su tutte le tamponature perimetrali presenti sulle facciate;
- eventuali opere di ripristino delle zone danneggiate e/o degradate.

La seconda tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- isolamento sismico in fondazione.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, quindi quando per esempio:

- è presente un piano interrato dove sono presenti garage;
- è presente un piano terra dove sono presenti negozi;
- è presente un piano pilotis dove sono presenti cantine.

Nel caso si adotti l'intervento di isolamento sismico in fondazione bisogna fare una differenza in funzione della presenza o meno di un piano interrato.

Nel caso in cui **fosse presente il piano interrato** (adibito a garage o cantine), l'intervento di isolamento sismico alla base prevede di tagliare il pilastro del piano interrato all'altezza delle travi del piano terra inserendo l'isolatore sismico opportunamente dimensionato e ringrossando ove necessario il nodo trave pilastro. Risulta inoltre indispensabile creare una trincea perimetrale esterna che consenta all'edificio gli spostamenti generati dall'azione sismica.

Nel caso in cui **non fosse presente un piano interrato**, ma ad esempio un piano pilotis con cantine, l'intervento prevede di creare un piano di scorrimento che può essere realizzato in funzione delle opportunità e delle esigenze o all'attacco tra fondazione e pilastri oppure direttamente sopra la soletta del piano terra. Il piano di scorrimento viene creato attraverso un reticolo di travi in acciaio collegate ad ogni pilastro sopra le quali viene posata una lamiera grecata con successivo

getto di soletta armata con rete. La soluzione ad unico piano di scorrimento anche per edifici estesi con giunti sismici risulta essere ampiamente perseguibile.

Sotto ogni pilastro e sotto il piano di scorrimento viene predisposto un opportuno isolatore sismico (ad esempio friction pendulum). Anche in questo caso come nel precedente risulta indispensabile creare una trincea perimetrale che possa garantire gli spostamenti attesi dovuti all'azione sismica.

In tutti i casi citati, si tratta di interventi la cui progettazione richiede informazioni dettagliate sulla geometria e sulle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti allo stato attuale e la cui efficacia può essere valutata solo con analisi strutturali condotte per mezzo di adeguati modelli di calcolo. In questa fase ci si limiterà, pertanto, ad una descrizione sommaria degli interventi e ad una valutazione di massima del costo.

La terza tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.15.5.1. Sintesi degli interventi previsti

INCAMICIATURA DEI PILASTRI E DEI NODI PILASTRO-TRAVE “JACKETING”

L'incamiciatura dei pilastri e dei nodi pilastro-trave, il cosiddetto “jacketing”, è una efficace tecnica di rinforzo ottenuta mediante il ringrosso della sezione originaria con una camicia di calcestruzzo armato.

Attraverso l'utilizzo di questa soluzione, si ottengono contemporaneamente una serie di benefici per la correzione dei difetti costruttivi tipici del passato, come l'aumento della rigidezza, l'incremento delle resistenze a flessione e a taglio, l'accrescimento della duttilità, contribuendo a raggiungere agevolmente il miglioramento/adeguamento sismico.

La tecnica dell'incamiciatura in c.a. permette di soddisfare il criterio progettuale del “capacity design” (gerarchia delle resistenze) in base al quale si progettano le strutture prevedendo prima il cedimento delle travi e poi quello dei pilastri.

L'intervento prevede di avvolgere in modo continuo il pilastro e ove questo non fosse possibile per esempio nel nodo di facciata dove la staffa è in corrispondenza del solaio o nel caso in cui risulti problematico prevedere l'evacuazione dell'edificio, si potranno realizzare dei fori inclinati nel pilastro inserendo le staffe fissate con opportune resine. Le barre in questo modo potranno anche svolgere la funzione di armatura a taglio del nodo.

Le fasi esecutive del ringrosso dei pilastri con camicia in betoncino armato prevede la rimozione del copriferro se degradato o comunque almeno la scarnitura superficiale anche se in buono stato di conservazione per poter far affidamento su una superficie di aggrappo idonea al nuovo calcestruzzo.

Successivamente viene posizionata la gabbia di armatura intorno alle facce del pilastro avendo cura di predisporre le barre longitudinali continue a cavallo del solaio; questo riesce a conferire anche ulteriori resistenze a pressoflessione. Le barre longitudinali vengono posizionate partendo dalla fondazione. Dopo aver posizionato la gabbia di armatura si può eseguire il getto del calcestruzzo con l'ausilio di una casseratura idonea.

OPERE VOLTE A SCONGIURARE IL RIBALTAMENTO DELLE TAMPONATURE

Le opere di questa classe sono in genere volte a collegare le pareti murarie agli elementi costituenti la struttura in c.a. (pilastri e travi).

La realizzazione di efficaci collegamenti tra i pannelli murari e la cornice strutturale consegue molteplici obiettivi:

- prevenire il crollo rovinoso delle tamponature fuori del piano;
- migliorare la collaborazione con la struttura in c.a., con incremento del comportamento duttile complessivo e della capacità di resistere a sisma;
- limitare o eliminare gli sfavorevoli effetti locali dovuti alle interazioni della tamponatura con la struttura resistente in c.a.

Gli interventi descritti nel presente paragrafo, abbinati a quelli del paragrafo precedente, sono in grado di garantire il passaggio alla Classe di Rischio immediatamente superiore per strutture in cemento armato con presenza di telai in entrambe le direzioni.

EVENTUALI OPERE DI RIPRISTINO DELLE ZONE DANNEGGIATE E/O DEGRADATE

Durante le attività di miglioramento sismico, si prevede qualora dovessero presentarsi zone limitatamente danneggiate o degradate, il ripristino parziale con risanamento corticale del c.a. mediante rimozione del calcestruzzo degradato, irruvidimento della superficie e stesa di intonaco finale.

1.15.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'incamiciatura dei pilastri e dei nodi trave-pilastro "*jacketing*". Tale intervento, può essere posto in opera senza l'ausilio di particolari attrezzature e macchinari, da un numero limitato di operatori, in tempi estremamente brevi e spesso senza che risulti necessario interrompere l'esercizio della struttura.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di 1 classe di rischio, ovvero al miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.16. Tipologia PT17

1.16.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|-------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT17 | Via della Croce 9 | 41.4711° | 12.4925° |

Tabella 259. Parametri generali del sito in esame

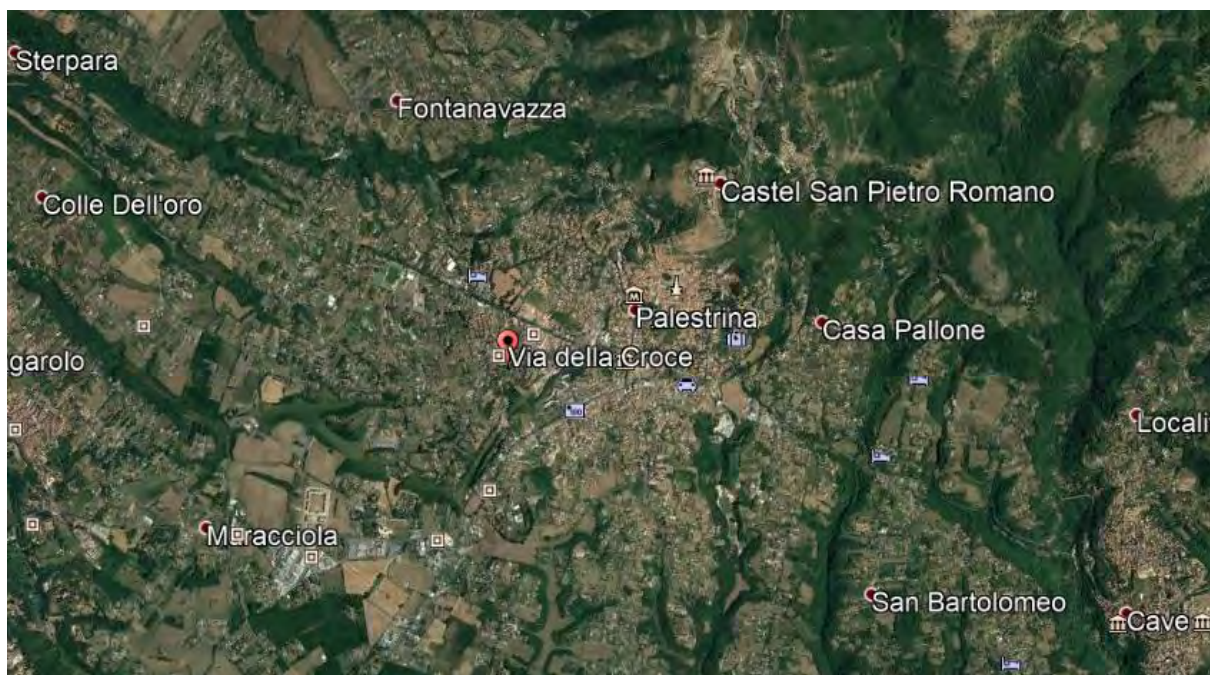


Figura 129. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.16.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastici e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si

determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|----|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| FH _{0,1-0,5} | | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| Profondità dal pc H (m) | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| | 5 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| | 10 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| | 15 | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 20 | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| | 25 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 30 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 35 | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 40 | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 45 | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 50 | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 55 | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 60 | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

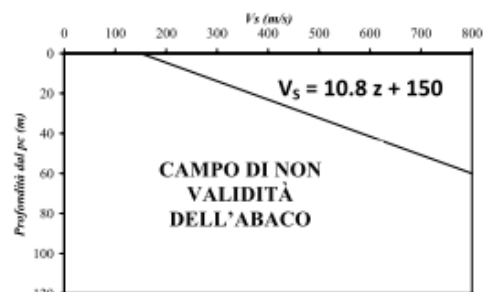


Tabella 260. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

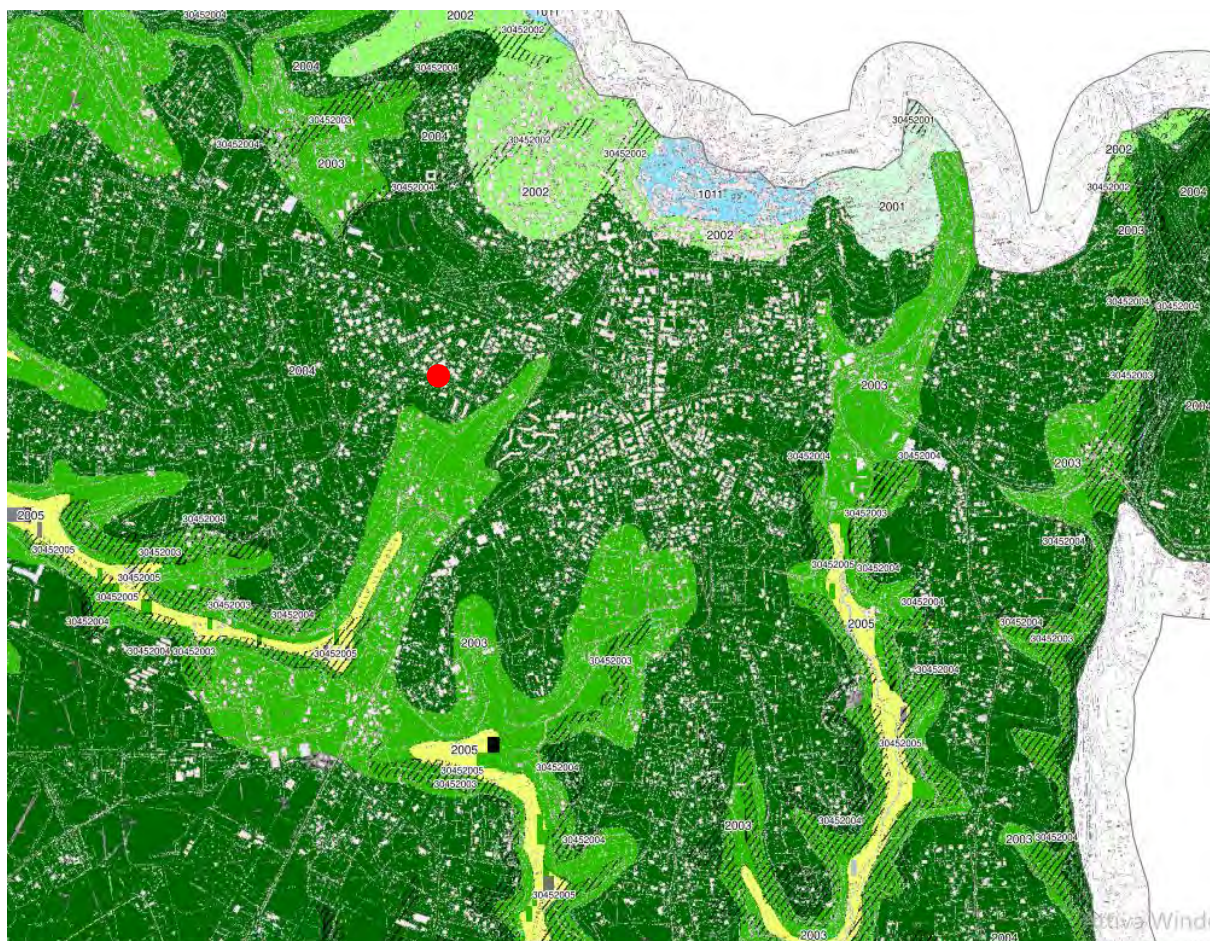


Figura 130. Zona omogenea in prospettiva sismica

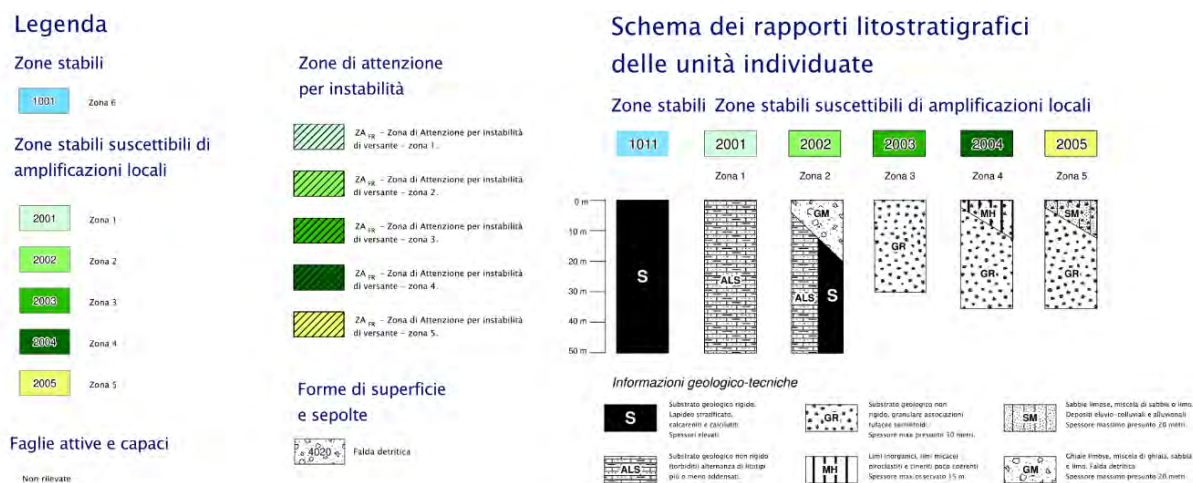


Tabella 261. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 262. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 263. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.16.3. Analisi sismica

1.16.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | si | si | Muratura. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|----------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75^* \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 264. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.16.3.2. Spettri di risposta

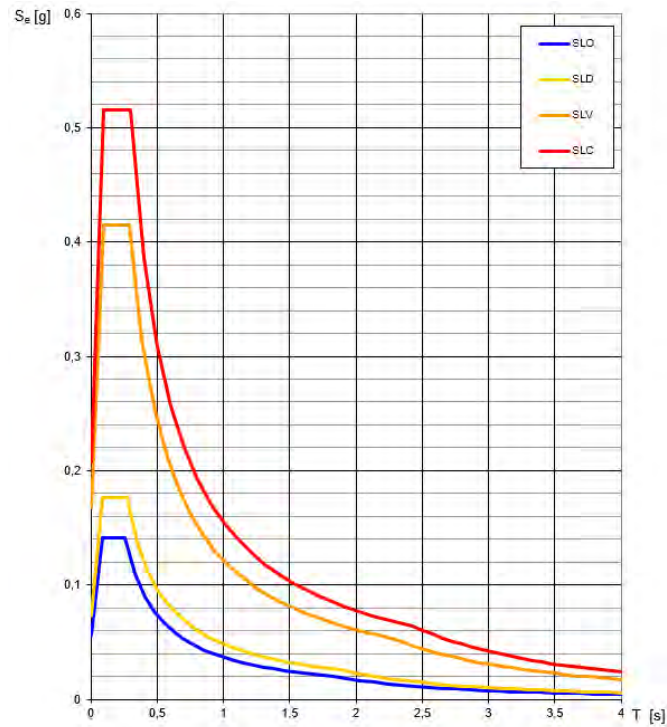


Figura 131. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

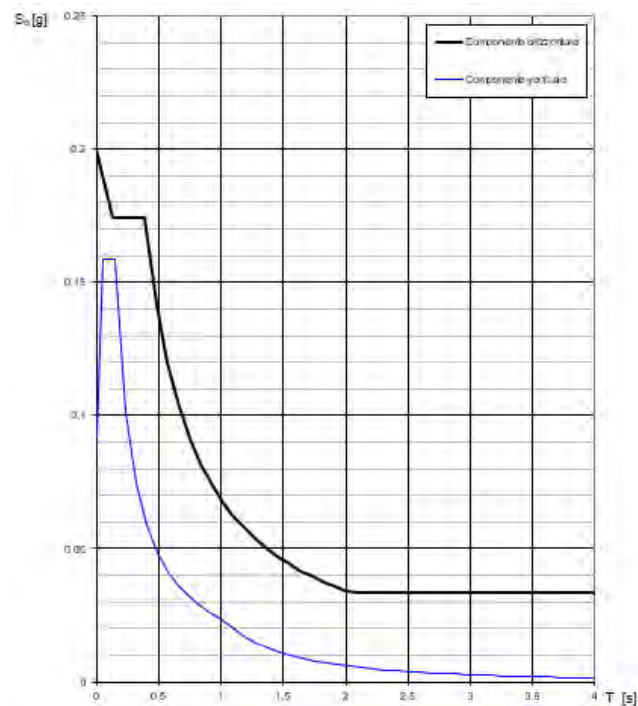


Figura 132. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

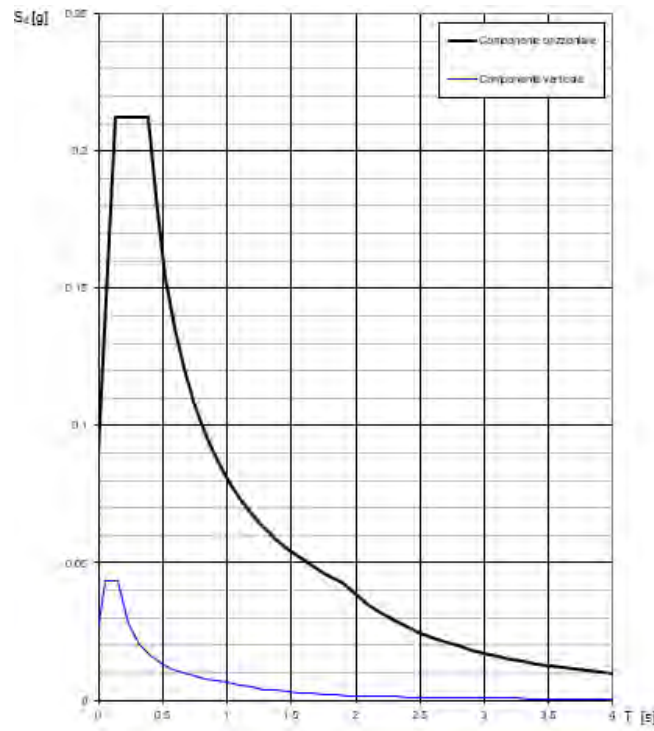


Figura 133. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.16.4. Carichi di progetto

1.16.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 265. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;

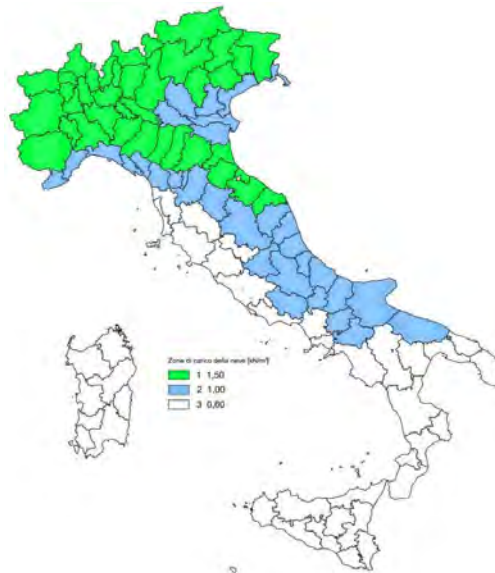


Figura 134. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 266. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|---------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 413 | 89 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 267. Determinazione del carico da neve in copertura

1.16.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * C_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 135. Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Figura 136. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| $v_{b,0}$ (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 413 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

• c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 268. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 269. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|------|------|-------|-------|------|
| | costa | mare | 2 km | 10 km | 30 km | 750m |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

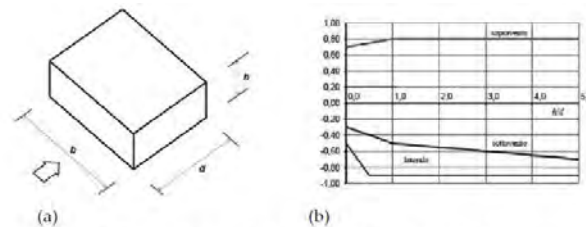
Tabella 270. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2,058 | 1,634 |

Tabella 271. Definizione dei coefficienti di esposizione

• c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 272. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|----|---|-------|------|----------------------|----------------------|
| 17 | 9 | 14,84 | 1,65 | 0,80 | -0,53 |

Tabella 273. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

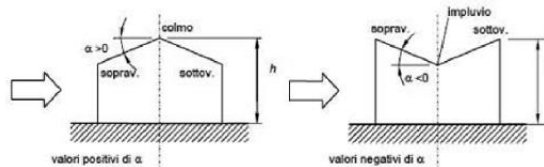


Figura 137. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 274. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 275. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

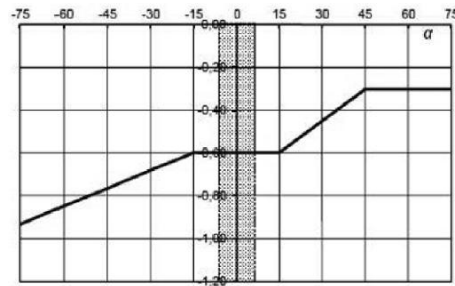


Tabella 276. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

- c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -621 |
| p_{max} (daN/m ²) | 564 | -782 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -657 | -657 |

1.16.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.16.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.16.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoisolante dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PG_{Aa} (SLV) anteoperam e la PG_{Ap} (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

1.17. Tipologia PT18

1.17.1. Individuazione dei siti in esame

Di seguito si riporta una tabella che riassume i parametri generali del sito in esame, con gli identificativi e le coordinate dei punti che includono gli edifici.

| Provincia | Comune | Tipologia | Via | Latitudine | Longitudine |
|-----------|------------|-----------|---------------------|------------|-------------|
| Roma | Palestrina | PT18 | Via della Croce 1-3 | 41.4711° | 12.4925° |

Tabella 277. Parametri generali del sito in esame

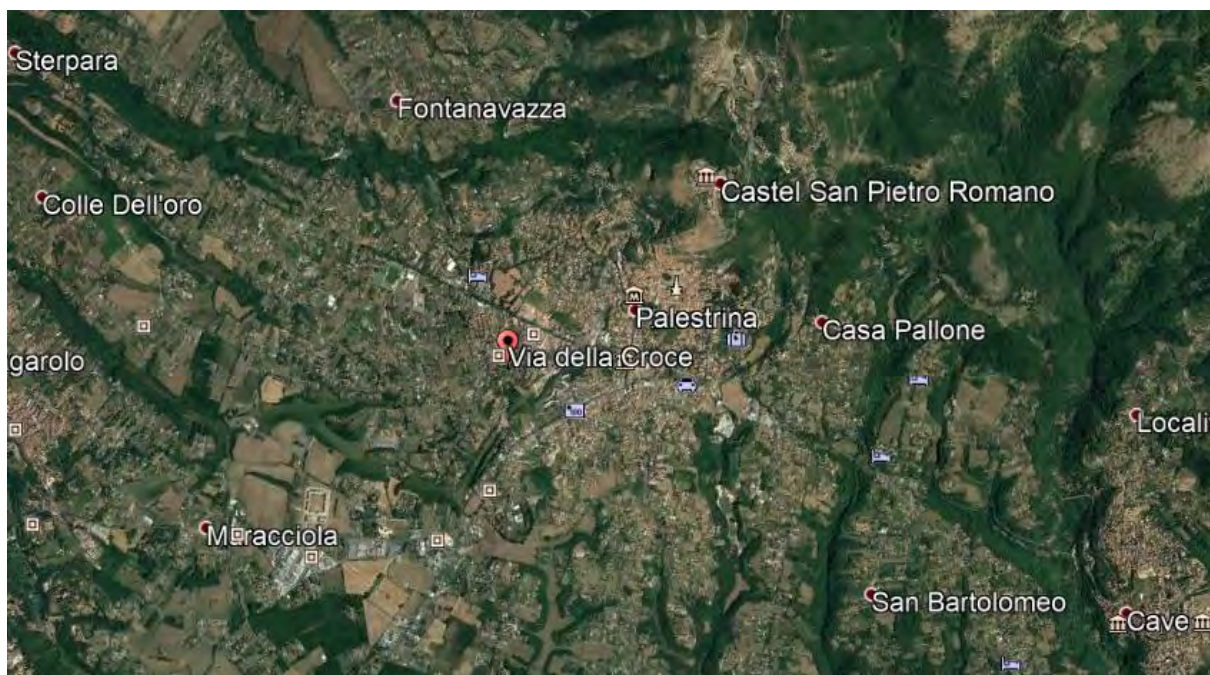


Figura 138. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

1.17.2. Determinazione della categoria di sottosuolo

Per la determinazione della categoria di sottosuolo, in assenza di indagini geologiche specifiche per ogni intervento da realizzare, è possibile stimare in via preliminare e con le approssimazioni del caso, la velocità delle onde VS facendo specifico riferimento agli abachi regionali di microzonazione sismica ai sensi della DGR Lazio n. 545 del 26 novembre 2010, forniti sul portale della Regione Lazio. Nello specifico andando ad individuare la carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica per il comune di interesse, è possibile risalire alla tipologia del sottosuolo e relativo spessore. Dalla carta riportata in figura 2, si evidenzia che il sito oggetto del presente studio ricade all'interno delle zone stabili suscettibili di amplificazione sismica (Zona 4) che sono caratterizzate dalla presenza di limi inorganici, limi micacei piroclastici e cineriti poco coerenti nel primo strato di spessore massimo di 15 metri, mentre in un secondo strato è presente un substrato geologico non rigido, granulare fino a 35 m. . In funzione di questo, entrando in via approssimativa nell'abaco (Vs/h) riportato in figura 2, relativo alle ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione, si

determina il valore di V_s che viene utilizzato per la stima approssimata della categoria di sottosuolo entrando nella tabella 3.2.II del D.M. 17 Gennaio 2018.

| ARGILLE e LIMI Profilo di velocità a gradiente minimo | | | | | | | | | | |
|--|----|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| FH _{0,1-0,5} | | Velocità media V_{SH} (m/s) | | | | | | | | |
| Profondità dal pc H (m) | | 180 | 250 | 300 | 360 | 400 | 450 | 500 | 600 | 700 |
| | 5 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| | 10 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| | 15 | | 1.9 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 20 | | 1.8 | 1.8 | 1.7 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.1 |
| | 25 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 30 | | | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 35 | | | | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 40 | | | | 1.5 | 1.5 | 1.4 | 1.4 | 1.2 | 1.1 |
| | 45 | | | | | 1.4 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 50 | | | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| | 55 | | | | | | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.1 |
| | 60 | | | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.1 |

GRADIENTE DI VELOCITA' PER VALIDITA' ABACO

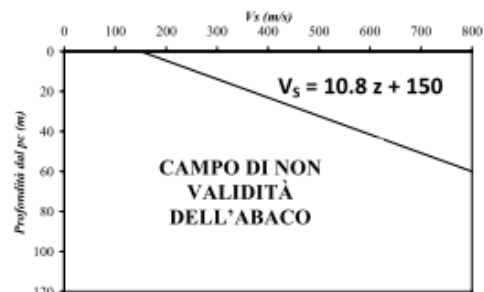


Tabella 278. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

Nello specifico facendo riferimento all'andamento della velocità V_s con la profondità z dello strato dal piano campagna, si ottiene un valore delle velocità V_s pari a:

$$V_s = 14,5 * z + 150 = 657 \text{ m/s}$$

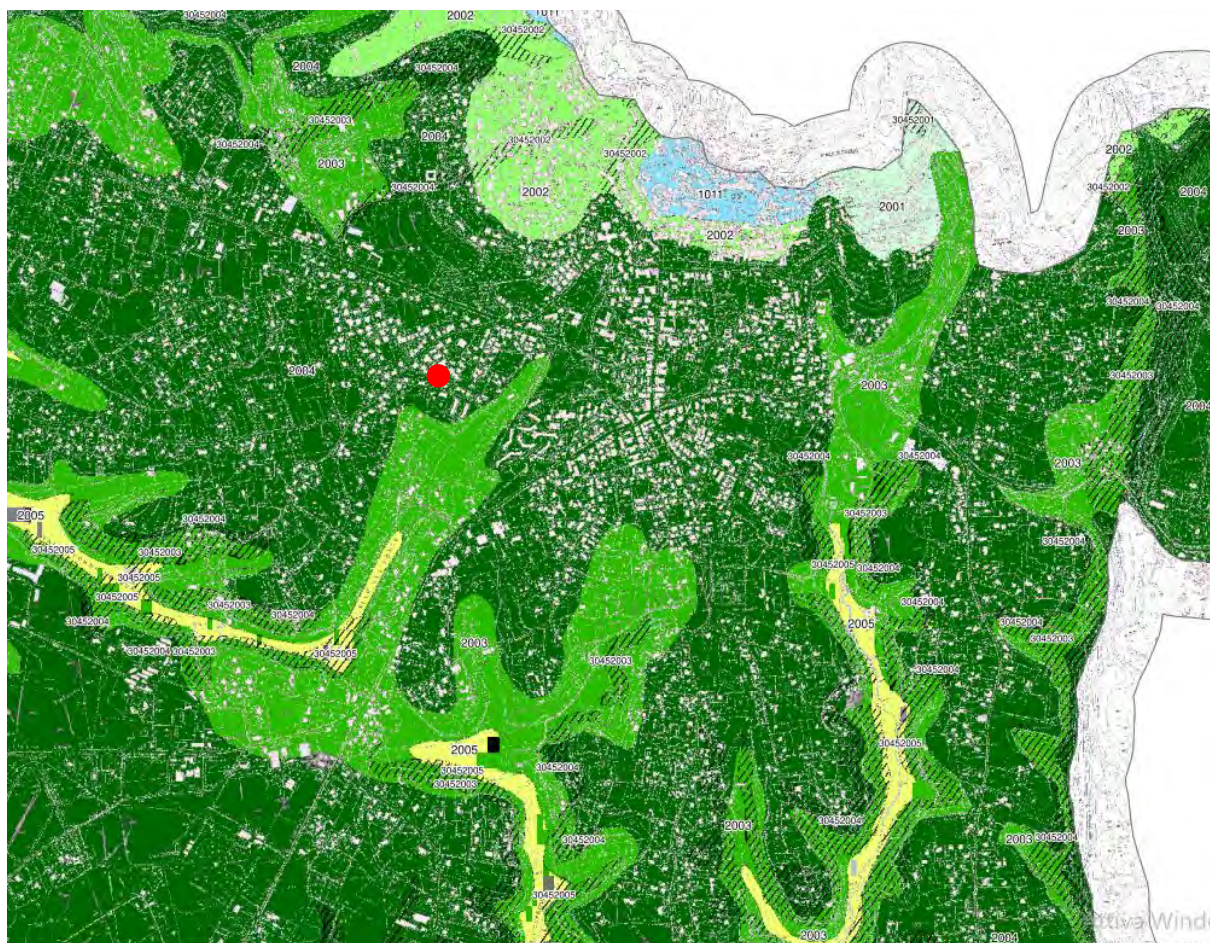


Figura 139. Zona omogenea in prospettiva sismica

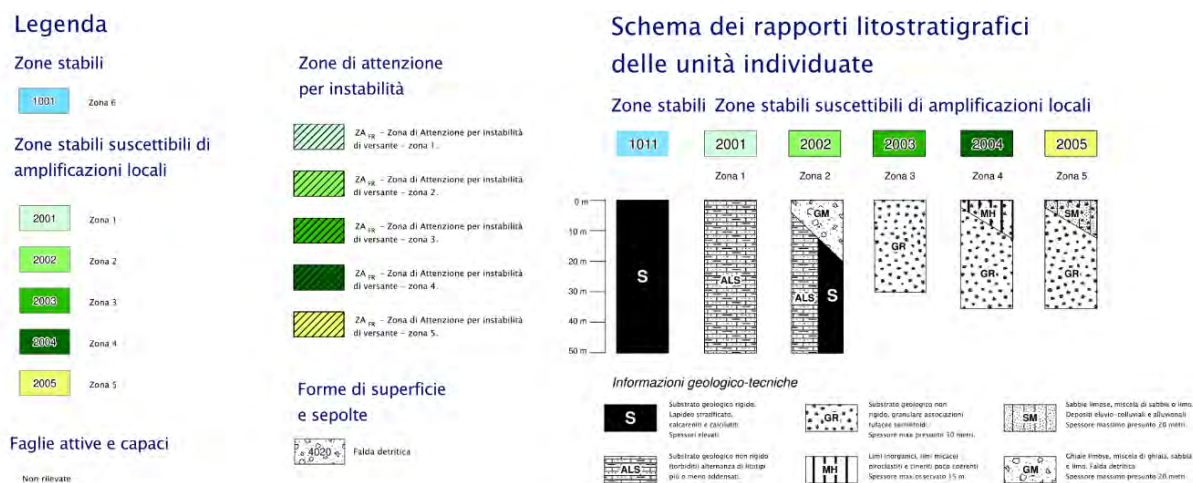


Tabella 279. Legenda della cartografia

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 657 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*”.

Per le condizioni topografiche che nel caso specifico si configurano in superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella 4 e nello specifico si ricade nella categoria T1.

| Categoria | Descrizione |
|-----------|--|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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 | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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 | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Tabella 280. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 281. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

1.17.3. Analisi sismica

1.17.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q

Si riportano in dettaglio le caratteristiche principali della struttura in esame, utili per il calcolo del fattore di comportamento q e dell'azione sismica.

| Classe d'uso | Vita nominale | Coeff. Uso | Duttilità | Regolarità in pianta | Regolarità in altezza | Tipologia strutturale |
|--------------|---------------|------------|-----------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| II | 50 | 1 | B | sì | sì | Muratura. |

L'analisi strutturale per azioni sismiche utilizzata per la verifica è del tipo lineare (cap. 7.3.1 NTC 2018). Per sistemi non dissipativi (SLE), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$ per lo stato limite di operatività (SLO) (cap. 3.2.3.4 NTC 2018) e un fattore di comportamento $q \leq 1.5$ per stato limite di danno (SLD) (cap. 3.2.3.5 NTC 2018). Per sistemi dissipativi (SLU), gli effetti delle azioni sono calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q \geq 1.5$ (cap. 3.2.3.5 NTC 2018).

Il calcolo del fattore di comportamento per i sistemi dissipativi è stato eseguito seguendo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC 2018 in funzione dei parametri generali della struttura in esame. Si riportano, in tabella, i valori del fattore di comportamento utili per la valutazione dell'azione sismica nelle tre direzioni:

| q_0 | α_u/α_i | k_r | q_x | q_y | q_z |
|--------------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|
| $1,75 \cdot \alpha_u/\alpha_i$ | 1.7 | 1 | 2.975 | 2.975 | 1.5 |

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 30 | 0,056 | 2,499 | 0,261 |
| SLD | 50 | 0,072 | 2,428 | 0,275 |
| SLV | 475 | 0,167 | 2,480 | 0,294 |
| SLC | 975 | 0,207 | 2,488 | 0,301 |

Tabella 282. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.17.3.2. Spettri di risposta

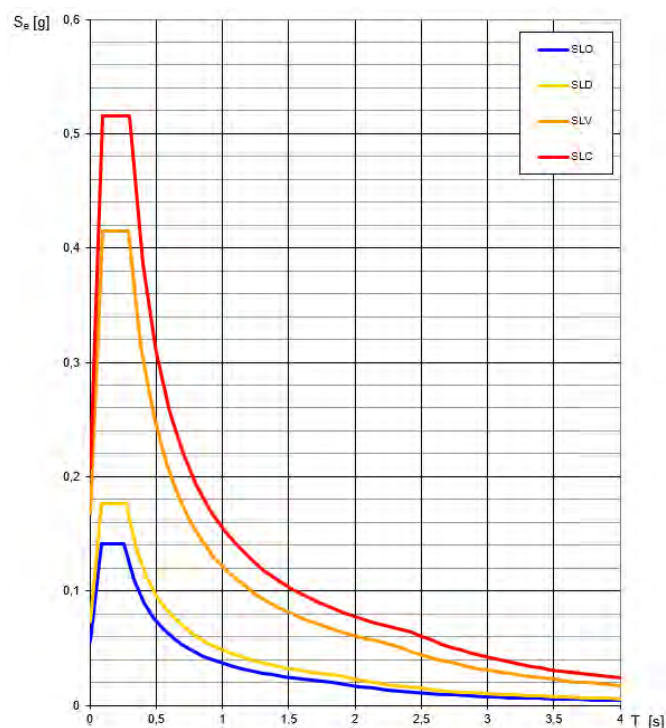


Figura 140. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Con l'utilizzo del fattore di comportamento e dei parametri sismici dipendenti dal tipo di struttura in esame, precedentemente calcolati, si sono determinati gli spettri di calcolo agli stati limite SLV e SLD. Nel caso di utilizzo di isolatori sismici si farà riferimento allo spettro ad SLV per la sovrastruttura e ad SLC per gli isolatori. Tali spettri saranno opportunamente scalati in funzione dello smorzamento e del periodo scelto.

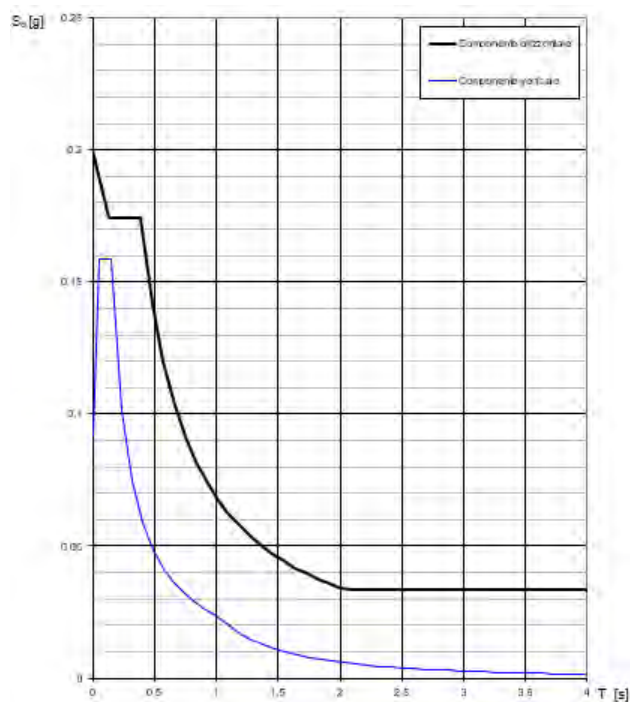


Figura 141. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

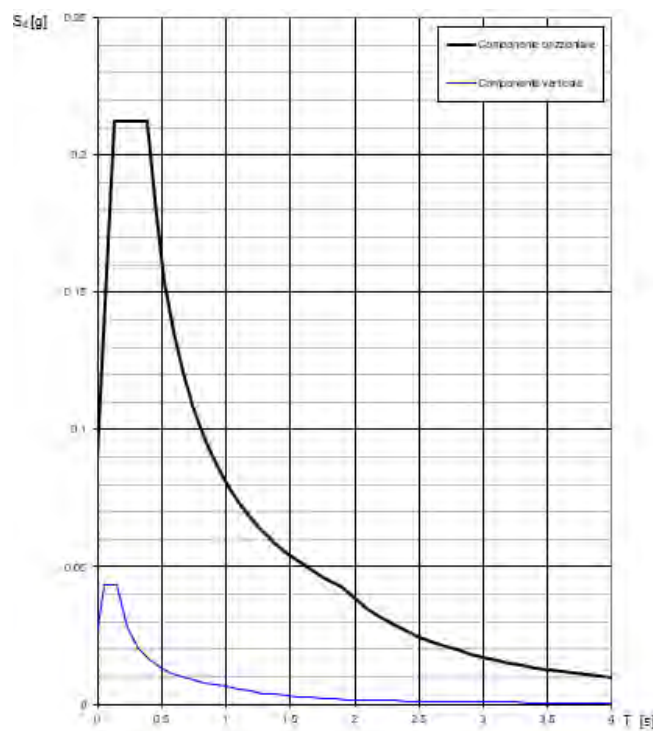


Figura 142. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

1.17.4. Carichi di progetto

1.17.4.1. Carico della neve

Tale calcolo viene effettuato ai sensi di DM del 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e della Circolare Ministeriale Applicativa del 21 Gennaio 2019. Il carico neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e *$$

dove:

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 283. Tab. 3.4.II – Valori dei coefficienti di forma

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo e dipende dalla zona climatica e dall'altitudine di riferimento del sito a_s , se è maggiore o inferiore a 200 m;



Figura 143. Zone di carico della neve

- C_e è il coefficiente di esposizione che viene utilizzato per modificare il carico neve in funzione delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera;

| 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 |

Tabella 284. Tab. 3.4.I – Valori di C_z per diverse classi di esposizione

- C_t è il coefficiente termico, generalmente assunto pari a 1;

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si calcola il valore del carico neve in copertura:

| Zona | s_s (m) | q_{sk} (daN/m ²) | μ_i | C_e | C_t | q_s (daN/m ²) |
|------|-----------|-----------------------------------|---------|-------|-------|-----------------------------|
| III | 413 | 89 | 0,8 | 1 | 1 | 71 |

Tabella 285. Determinazione del carico da neve in copertura

1.17.4.2. Carico del vento

La velocità base di riferimento del vento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ed è pari a:

$$v_b = v_{b0} * c_a$$

dove:

- v_{b0} è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab.3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |



Figura 144. Valori dei parametri v_{b0}, a_0, k_s

Figura 145. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_r .

$$v_r = v_b * c_r$$

- v_b è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_r fornito dalla relazione

$$c_r = 0.75 * \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln * (1 - 1/T_r)]}$$

Quindi:

| v_{b0} (m/s) | a_s | c_a | v_b | T_r | c_r | v_r (m/s) |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------------|
| 27 | 413 | 1 | 27 | 50 | 1,0007 | 27,02 |

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad \text{in cui } \rho \text{ è la densità dell'aria pari a } 1.25 \text{ kg/m}^3$$

● c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito.
- c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente uguale a 1.

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 286. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media non superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, e D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...) |

Tabella 287. Classi di rugosità del terreno

| ZONE 1,2,3,4,5 | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|------|------|----|
| | costa | | | | | |
| | mare | | | | | |
| | 2 km | 10 km | 30 km | 500m | 750m | |
| A | -- | IV | IV | V | V | V |
| B | -- | III | III | IV | IV | IV |
| C | -- | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |
| * Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 | | | | | | |
| ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1 | | | | | | |

Tabella 288. Definizione delle categorie di esposizione

| q_r | Rugosità | Esposizione | $c_e(z)$ | $c_e(z_{min})$ |
|-------|----------|-------------|----------|----------------|
| 456 | B | IV | 2,058 | 1,634 |

Tabella 289. Definizione dei coefficienti di esposizione

● c_p è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il coefficiente globale c_{pe} che può essere

utilizzato in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aereodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono diagrammati in base al rapporto h/d , avendo indicato con h l'altezza del manufatto e con d la profondità dell'edificio, valutata parallelamente al flusso di lavoro:

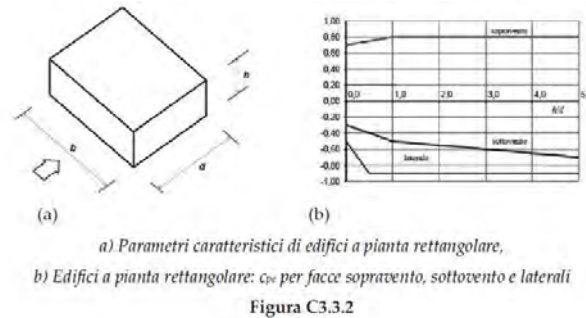


Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

| Faccia sopravvento | $C_U = 2,0$ | $C_U = 1,5$ |
|---|--|---|
| $h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ | $h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ | $h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ |
| $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$ | $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$ | $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$ |

Tabella 290. Coefficienti di pressione delle facciate secondo NTC2018

Quindi i coefficienti per le facce sopravvento e sottovento sono:

| b | d | h | h/d | C_{pe} -sopravento | C_{pe} -sottovento |
|-------|-------|-------|------|----------------------|----------------------|
| 33,25 | 11,35 | 14,84 | 1,31 | 0,80 | -0,52 |

Tabella 291. Definizione dei coefficienti di pressione

COPERTURA A DOPPIA FALDA

Per le coperture a doppia falda, i coefficienti globali da assumere, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

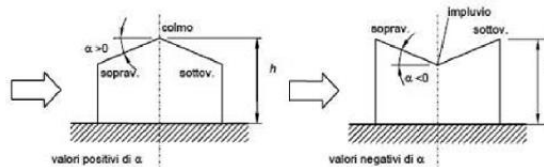


Figura 146. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

| Valori negativi | | Valori positivi | |
|--|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| $\alpha \leq -60^\circ$ | $c_{pe} = -0,5$ | $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = +\alpha/75$ |
| $-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$ | $45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ | $c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$ | | |
| $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$ | | |

Tabella 292. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Per la falda sottovento si fa riferimento ai valori riportati di seguito:

| | |
|--|--------------------------------------|
| $-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$ | $c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$ |
| $-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ | $c_{pe} = -0,6$ |
| $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ | $c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$ |
| $45^\circ \leq \alpha$ | $c_{pe} = -0,3$ |

Tabella 293. Coperture a doppia falda, valori del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

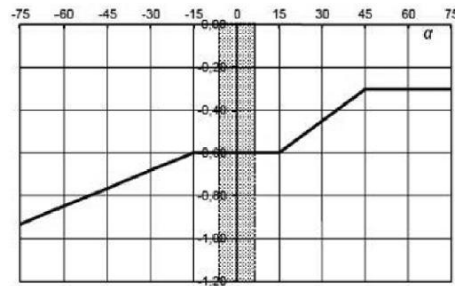


Tabella 294. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Nel caso in esame si assumono valori del coefficiente di pressione interno pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,30$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

- c_d è il coefficiente dinamico e può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m in altezza e capannoni industriali.

In funzione dei coefficienti analizzati e della pressione cinetica di riferimento, si calcola la pressione del vento per la copertura e per le facciate sopravento e sottovento considerando i valori massimi e minimi.

| Facciata | Sopravento | Sottovento |
|---------------------------------|------------|------------|
| p_{min} (daN/m ²) | 447 | -608 |
| p_{max} (daN/m ²) | 564 | -766 |
| Copertura | Sopravento | Sottovento |
| p (daN/m ²) | -657 | -657 |

1.17.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in muratura

Gli interventi previsti per la riduzione del rischio sismico si dividono in:

- interventi che possono consentire il miglioramento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico.

La tipologia di interventi considerati riguarda l'utilizzo di:

- cappotto sismico applicato alle pareti esterne dell'edificio.

Questa tipologia di interventi, viene presa in considerazione nel caso in cui le lavorazioni vengono eseguite senza dover in alcun modo evacuare gli inquilini dell'edificio, e quando la struttura risulta regolare in pianta e in altezza. Per gli edifici in cemento armato, nel caso di struttura a telai in entrambe le direzioni, è prevista la possibilità di ritenere valido il passaggio di più Classi di Rischio con la possibilità di raggiungere l'adeguamento sismico a seconda della tipologia di struttura.

1.17.5.1. Sintesi degli interventi previsti

CAPPOTTO SISMICO

Il cappotto sismico viene applicato sulle facciate esterne dell'edificio al fine di realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. E' costituito da una lastra sottile in calcestruzzo armato gettato in opera all'interno di due strati di materiale isolante, preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. La lastra in calcestruzzo può avere spessori variabili in base alla tipologia di intervento e nel caso in esame si ipotizza uno spessore di circa 8-10 cm; a livello delle travi esterne di piano si realizza un nuovo cordolo dello spessore della lastra più la larghezza dello strato di isolante addossato alla parete di circa 4 cm.

Il getto e l'armatura di rinforzo vengono resi solidali alla struttura esistente mediante, sia l'inserimento di connettori disposti a livello dei cordoli di piano e, se necessario, sui pilastri, sia disponendo opportuni ancoraggi sulla fondazione esistente o su una nuova fondazione addossata a quella esistente

La maglia tridimensionale in acciaio zincato consente di semplificare le operazioni di posa in opera delle armature strutturali, di minimizzare gli sfridi di cantiere e di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida che garantisce la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici.

Le norme NTC18 trattano le pareti in calcestruzzo soltanto per quanto riguarda le prescrizioni da seguire per strutture a comportamento dissipativo. Le lastre in calcestruzzo vengono invece dimensionate per garantire un comportamento elastico e non dissipativo nei confronti dell'azione sismica di progetto, rientrando nella tipologia di "strutture non dissipative". Per questo motivo le verifiche in resistenza degli elementi in calcestruzzo vengono effettuate seguendo l'approccio fornito dalla norma per gli elementi strutturali a comportamento non dissipativo, contenute nel

capitolo 4 delle NTC18 mentre le prescrizioni contenute nel capitolo 7 non risultano vincolanti per il dimensionamento delle pareti.

Per quanto riguarda le connessioni tra edificio esistente e cappotto sismico, la valutazione analitica della resistenza degli ancoraggi metallici per calcestruzzo può essere effettuata secondo le linee guida definite dal documento ETAG001-1997: "Linee guida per il benessere tecnico europeo di ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo" e dai relativi allegati.

1.17.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'utilizzo di un cappotto sismico, un sistema integrato di rafforzamento strutturale e miglioramento del benessere termoisolante dell'edificio. Questo intervento, oltre a non interrompere il normale esercizio della struttura permette la riduzione delle tempistiche del cantiere, in quanto i moduli da applicare sulle pareti esterne, risultano prefabbricati e sono comprensivi delle varie forometrie; in cantiere, l'attività sarà quella di prevedere il collegamento con la struttura esistente e la realizzazione del getto all'interno del cassero e, se necessario, il getto armato della nuova porzione di fondazione.

Gli interventi strutturali previsti sono mirati al miglioramento sismico attraverso l'incremento di almeno due Classi di Rischio o l'adeguamento sismico, da valutare nel dettaglio nelle fasi progettuali successive. Con ciò si intende il miglioramento del rischio della costruzione con incidenza sul valore PAM e sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia sulla vita. Tale valore è stato valutato come rapporto tra PGAA (SLV) anteoperam e la PGAp (SLV) postoperam, determinata attraverso il metodo convenzionale nel rispetto della normativa vigente (NTC 2018) e della circolare ministeriale applicativa del 21 gennaio 2019.

2. INTERVENTI DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

Premesso quanto riportato nella relazione tecnica di inquadramento generale, nella quale sono riportati:

- indagini e sopralluoghi;
- riferimenti normativi;
- tipologia di interventi da eseguire;
- individuazione degli elementi costitutivi i fabbricati oggetto di intervento;
- criteri di calcolo impiegati;
- indici di prestazione energetica da rispettare;
- soluzioni tecnologiche relative agli interventi da eseguire;

si riportano di seguito le valutazioni relative al singolo Comune di Palestrina

2.1. Inquadramento

Di seguito vengono riportati i dati climatici e le tipologie di edifici relativi all'area di intervento.

2.1.1. Dati climatici

I dati climatici desunti dalla normativa tecnica UNI 10349 sono i seguenti:

| | |
|-----------------------|-------------------------------------|
| COMUNE | PALESTRINA |
| PROVINCIA | ROMA |
| REGIONE | LAZIO |
| ZONA CLIMATICA | E |
| GG | 2141 |
| PERIODO RISCALDAMENTO | 14 ore giornaliere: 15 OTT – 15 APR |

Tabella 295. Dati climatici comunali

2.2. Tipologia edifici

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa che raggruppa tutte le tipologie edilizie individuate.


| CITTA' | TIPOLOGIA | INDIRIZZO |
|------------|-----------|-----------------------------------|
| PALESTRINA | PT01 | VIA MANTOVA 1-3-5 E 27-29 |
| PALESTRINA | PT02 | VIA C.L. ANTONELLI 10-12-14 – CDE |
| PALESTRINA | PT02 | VIA C.L. ANTONELLI 16-18-20 – ILM |
| PALESTRINA | PT02 | VIA C.L. ANTONELLI 11-13-15 - FGH |
| PALESTRINA | PT03 | VIALE UNGHERIA 24 – C |
| PALESTRINA | PT03 | VIALE UNGHERIA 26 – B |
| PALESTRINA | PT03 | VIALE UNGHERIA 32 - A |
| PALESTRINA | PT04 | VIA LATINA 8-10-12 |
| PALESTRINA | PT05 | VIALE UNGHERIA 22 – D |
| PALESTRINA | PT05 | VIALE UNGHERIA 28 – E |
| PALESTRINA | PT05 | VIALE UNGHERIA 30 – F |
| PALESTRINA | PT06 | VIA LATINA 4-6 – NO |
| PALESTRINA | PT07 | VIA DELLA CROCE 5-7 - DE |
| PALESTRINA | PT08 | VIA SAN GIOVANNI 7-9-11-13 – 1° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA SAN GIOVANNI 12-14-16-18 - 2° |


| | | |
|-------------------|------|--|
| PALESTRINA | PT08 | VIA SAN GIOVANNI 15-17-19-21 – 3° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA PIO XII 90-92-94-96 – 4° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA PIO XII 98-100-102-104 – 5° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA DELLA STELLA 11-13-15 E VIA PEDEMONTANA 7 – 6° |
| PALESTRINA | PT08 | VIA DELLA STELLA 17-19-21 E VIA PEDEMONTANA 9 – 7° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 1° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 2° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 4° |
| PALESTRINA | PT09 | VIA UNGHERIA-VEROLI – 5° |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 2 – A |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 4 – B |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 6 – C |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 8 – D |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 1- E |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 3- F |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 5- G |
| PALESTRINA | PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 7- H |
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 1 – I |
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 5 – L |
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 8 – M |
| PALESTRINA | PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 11 - N |
| PALESTRINA | PT11 | VIA MANTOVA 26-28-30 |
| PALESTRINA | PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 2 |
| PALESTRINA | PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 4 |
| PALESTRINA | PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 6 |
| PALESTRINA | PT13 | VIA FILIPPO BANDIERA 8-10-12 |
| PALESTRINA | PT14 | VIA PRENESTINA NUOVA 35 |
| PALESTRINA | PT15 | VIA LATINA 14-16-18 |
| PALESTRINA | PT16 | VIA C.L. ANTONELLI 7-9 |
| PALESTRINA | PT17 | VIA DELLA CROCE 9 |
| PALESTRINA | PT18 | VIA DELLA CROCE 1-3 – BC |


Tabella 296. Tipologie edilizie analizzate


2.2.1. Classificazione per tipologie edilizie affini


Di seguito si riportano le tabelle relative ad ogni tipologia di edificio individuata:


| TIPOLOGIA PT01 | |
|----------------------------|---|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Mantova, 1-3-5/27-29 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1991 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | - |
| Superficie netta totale | 4969 |
| Unità immobiliari | 50 |
| Numero di scale | 5 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP03 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT02 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Antonelli, 10-11-12-13-14-15-16-18-20 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1991 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | 2 |
| Superficie netta totale | 835/1230/1230 |
| Unità immobiliari | 12/18/19 |
| Numero di scale | 3 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP03 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT03 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Ungheria, 24-26-32 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1962 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | 3 |
| Superficie netta totale | 600 |
| Unità immobiliari | 9 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT04 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Latina, 8-10-12 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1979 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | - |
| Superficie netta totale | 2405 |
| Unità immobiliari | 24 |
| Numero di scale | 3 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT05 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Ungheria, 22-28-30 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1962-1964 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | 3 |
| Superficie netta totale | 401 |
| Unità immobiliari | 6 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT06 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Latina, 4-6 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1979 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | - |
| Superficie netta totale | 1756 |
| Unità immobiliari | 18 |
| Numero di scale | 2 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT07 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via della Croce, 5-7 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1964 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 4 |
| Superficie netta totale | 623 |
| Unità immobiliari | 12 |
| Numero di scale | 2 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT08 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via San Giovanni, 12-14-16-18/7-9-11-13/15-17-19-21 via Pio XII, 90-92-94-96/98-100-102-104 via della Stella, 17-19-21 e via Pedemontana, 9 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1964 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | 2 |
| Superficie netta totale | 250 |
| Unità immobiliari | 4 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT09 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Ungheria-Veroli |
| |  |
| Anno di costruzione | 1964 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 2 |
| Superficie netta totale | 200 |
| Unità immobiliari | 16 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | Autonomo |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT10 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | <p>Palestrina (RM), via F. Bandiera, 2/via D. Chiesa, 1 via F. Bandiera, 1/Piazza della circoscrizione, 4 via F. Bandiera, 4 via F. Bandiera, 3/P.zza della Circoscrizione, 8-10 via F. Bandiera, 6 via F. Bandiera, 5/via N. Sauro via F. Bandiera, 8 via F. Bandiera, 7/via N. Sauro, 16</p> |
| |  |
| Anno di costruzione | 1962 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 2 |
| Superficie netta totale | 170 |
| Unità immobiliari | 4 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | Autonomo |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT11 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Mantova, 26-28-30 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1979 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | - |
| Superficie netta totale | 3145 |
| Unità immobiliari | 30 |
| Numero di scale | 3 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT12 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Filippo Bandiera, 2-4-6 |
| |  |
| Anno di costruzione | 0 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 3 |
| Superficie netta totale | 561-421-351 |
| Unità immobiliari | 10-07-06 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MLP03 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |


| TIPOLOGIA PT13 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Filippo Bandiera, 8-10-12 |
| |  |
| Anno di costruzione | 0 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 3 |
| Superficie netta totale | 686 |
| Unità immobiliari | 11 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | 0 |
| Tamponature | MLP03 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |

| TIPOLOGIA PT14 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Prenestina, 35 |
| |  |
| Anno di costruzione | 0 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 4 |
| Superficie netta totale | 382 |
| Unità immobiliari | 6 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MLP03 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |

| TIPOLOGIA PT15 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Latina, 14-16-18 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1979 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | - |
| Superficie netta totale | 2725 |
| Unità immobiliari | 30 |
| Numero di scale | 3 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |

| TIPOLOGIA PT16 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via Antonelli, 7-9 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1991 |
| Struttura portante | Telaio C.A. |
| Numero di piani | 2 |
| Superficie netta totale | 718 |
| Unità immobiliari | 10 |
| Numero di scale | 2 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP03 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |

| TIPOLOGIA PT17 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via della croce, 9 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1964 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 4 |
| Superficie netta totale | 311 |
| Unità immobiliari | 6 |
| Numero di scale | 1 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |

| TIPOLOGIA PT18 | |
|----------------------------|--|
| Ubicazione | Palestrina (RM), via della croce, 1-3 |
| |  |
| Anno di costruzione | 1964 |
| Struttura portante | Muratura |
| Numero di piani | 4 |
| Superficie netta totale | 623 |
| Unità immobiliari | 12 |
| Numero di scale | 2 |
| Tipologia di riscaldamento | - |
| Tamponature | MCV01 |
| Solaio di copertura | COP04 |
| Solaio primo impalcato | SOL08 |
| Serramenti | Infissi in legno e vetro singolo |

2.3. Interventi di efficientamento energetico

In seguito ai dati raccolti sui singoli edifici ed in riferimento alle considerazioni fatte nella relazione tecnica generale, si procederà a migliorare le prestazioni termiche passivamente, andando a limitare le dispersioni termiche dell'involucro edilizio, e attivamente con interventi sulla generazione e distribuzione dei fluidi termovettori.

2.3.1. Interventi passivi: involucro edilizio

Gli interventi sull'involucro edilizio riguardano:

1 Applicazione di isolante termico sulle superfici verticali.

Tramite questa soluzione costruttiva, che aggiunge alle tamponature esistenti uno strato di isolante termico, si garantiscono migliori prestazioni termiche delle superfici opache verticali. Infatti, applicando uno strato di isolante, omogeneo e continuo, con bassi valori di conducibilità termica si ottiene una riduzione della trasmittanza delle superfici trattate, oltre alla sostanziale eliminazione dei ponti termici su queste presenti.

2 Rifacimento della copertura.

Con il rifacimento della copertura si completa il miglioramento delle prestazioni energetiche delle superfici opache. Questo intervento fornisce alle strutture di copertura uno strato isolante che, come a quello applicato sulle strutture verticali, limita le dispersioni e corregge i ponti termici esistenti. Gli interventi sulle superfici verticali e in copertura andranno così a costituire un cappotto termico in grado di abbattere le dispersioni termiche dell'involucro con una conseguente diminuzione di energia da fornire al fabbricato.

3 Sostituzione degli infissi

Contestualmente all'isolamento delle strutture opache si prevede la sostituzione degli infissi esistenti con elementi nuovi e notevolmente più prestanti dal punto di vista termico.

I nuovi infissi saranno forniti di telaio a taglio termico e doppio vetro.

Questi permettono di ridurre le dispersioni delle unità immobiliari poiché aventi una trasmittanza globale dell'elemento di molto inferiore agli elementi esistenti.

In aggiunta alla sostituzione degli elementi trasparenti si prevede l'isolamento o la sostituzione del cassonetto soprafinestra, qualora presenti, in modo da eliminare infiltrazioni d'aria esterna e dispersioni di calore.

Per ulteriori caratteristiche tecniche degli isolanti e degli infissi si rimanda ai contenuti della relazione tecnica generale.

2.3.2. Interventi attivi: impianti di riscaldamento

In base ai dati raccolti per i singoli edifici, relativamente agli impianti esistenti, ed in riferimento alle considerazioni svolte nella relazione generale, circa i requisiti per accedere all'Ecobonus, si prevede la realizzazione di nuove centrali termiche costituite da caldaie a condensazione in classe A e pannelli solari termici, per la produzione di fluidi termovettori e di acqua calda sanitaria,

Gli interventi proposti mirano anche all'accorpamento delle centrali termiche di più edifici quando questo risulti possibile ed economicamente vantaggioso.

In presenza di più edifici limitrofi oggetto di intervento, questi sono associati ad un'unica centrale termica preposta alla produzione totale di calore da questi richiesto. La centrale viene posizionata in spazi prossimi agli edifici e comunque in aree pertinenziali degli stessi.

Tramite un sistema distributivo interrato l'acqua calda prodotta in centrale termica raggiunge ogni singolo edificio in una sottocentrale termica. Al suo interno, tramite uno scambiatore di calore, vengono ripartite le potenze termiche spettanti a ogni edificio o a porzioni di questo.

All'interno della sottocentrale termica di edificio trovano spazio tutti gli elementi preposti sia alla produzione di accumuli di acqua calda sanitaria sia alla distribuzione dei fluidi.

Infine, tramite un sistema distributivo esterno all'edificio, vengono raggiunti i punti di allaccio al sistema di tubazioni esistenti di ogni unità immobiliare. Prima dell'ingresso delle tubazioni all'interno dei singoli appartamenti, viene installato un terminale di contabilizzazione dei consumi per il riscaldamento e acqua calda sanitaria, in modo da poter ripartire i costi su ogni unità immobiliare in aderenza alla norma, UNI 10200.

Nel caso in cui l'edificio oggetto di intervento non sia inserito in un sistema più ampio che coinvolga una pluralità di stabili, la generazione dei fluidi si svolge internamente alla sottocentrale sopra descritta, mantenendo invariato il sistema di distribuzione e contabilizzazione dei vettori energetici

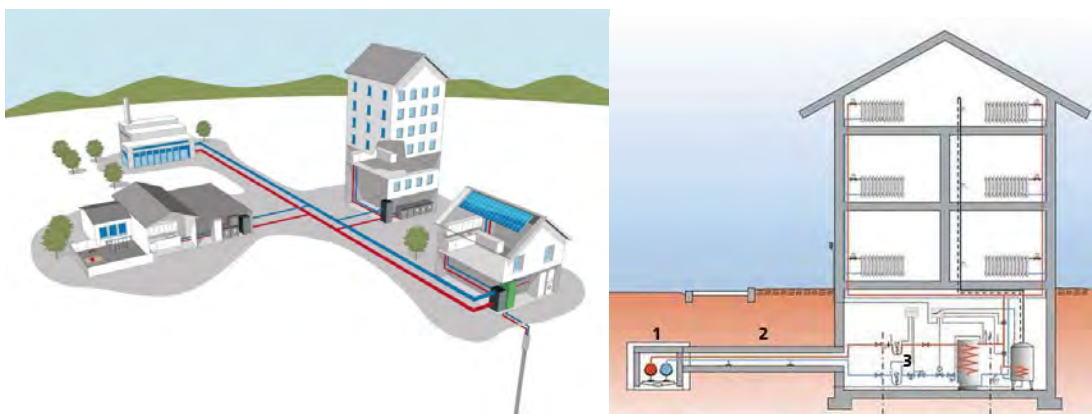


Figura 147. Schema esplicativo impianto termico

Di seguito è riportata una tabella riassuntiva, contenente i principali dati relativi alle centrali che vengono realizzate nel presente Comune.

| TIPOLOGIA | INDIRIZZO | ALLOGGI | SUP Totale | Centrale Termica | Area riscaldata CT | Dispersioni | Potenza per riscaldamento | Potenza Totale per riscaldamento | Volume ACS | Potenza ACS | Potenza Totale ACS | Pot. Totale generatore | Pot. di picco fotovoltaico |
|-----------|--------------------------------|---------|------------|-----------------------|--------------------|-------------|---------------------------|----------------------------------|------------|-------------|--------------------|------------------------|----------------------------|
| | | [n°] | [m²] | | [m²] | [W/mq] | [kW] | [kW] | [l] | [kW] | [kW] | [kW] | [kWp] |
| PT1 | VIA MANTOVA 1/5 E 27-29 | 50 | 4969 | PT1-PT4-PT6-PT11-PT15 | 15000 | 34 | 168,9 | 521 | 3300 | 91 | 305 | 826 | 45,9 |
| PT4 | VIA LATINA 8/12 | 24 | 2405 | | | 35 | 84,2 | | 1800 | 50 | | | 16,6 |
| PT6 | VIA LATINA 4-6 | 18 | 1756 | | | 37 | 65,0 | | 1400 | 40 | | | 15,4 |
| PT11 | VIA MANTOVA 26-28-30 | 30 | 3145 | | | 35 | 110,1 | | 2200 | 62 | | | 20,6 |
| PT15 | VIA LATINA 14-16-18 | 30 | 2725 | | | 34 | 92,7 | | 2200 | 62 | | | 31,3 |
| PT2 | VIA C.L. ANTONELLI 16-18-20 | 18 | 1230 | PT2 | 2460 | 38 | 46,7 | 93 | 1400 | 40 | 81 | 174 | 22,5 |
| PT2 | VIA C.L. ANTONELLI 11-13-15 | 19 | 1230 | | | 38 | 46,7 | | 1500 | 41 | | | 15,7 |
| PT2 | VIA C.L. ANTONELLI 10-12-14 | 12 | 835 | PT2(1)-PT16 | 1553 | 38 | 31,7 | 60 | 1000 | 28 | 51 | 111 | 18,2 |
| PT16 | VIA C.L. ANTONELLI 7-9 | 10 | 718 | | | 39 | 28,0 | | 850 | 23 | | | 18,7 |
| PT3 | VIALE UNGHERIA 32 | 9 | 600 | PT3-PT5 | 3003 | 40 | 24,0 | 120 | 750 | 21 | 105 | 225 | 16,0 |
| PT3 | VIALE UNGHERIA 26 | 9 | 600 | | | 40 | 24,0 | | 750 | 21 | | | 16,0 |
| PT3 | VIALE UNGHERIA 24 | 9 | 600 | | | 40 | 24,0 | | 750 | 21 | | | 16,0 |
| PT5 | VIALE UNGHERIA 22 | 6 | 401 | | | 40 | 16,0 | | 500 | 14 | | | 6,9 |
| PT5 | VIALE UNGHERIA 28 | 6 | 401 | | | 40 | 16,0 | | 500 | 14 | | | 6,9 |
| PT5 | VIALE UNGHERIA 30 | 6 | 401 | PT7-PT17-PT18 | 1557 | 40 | 16,0 | 61 | 500 | 14 | 70 | 131 | 6,9 |
| PT7 | VIA DELLA CROCE 5-7 | 12 | 623 | | | 39 | 24,3 | | 1000 | 28 | | | 7,7 |
| PT17 | VIA DELLA CROCE 9 | 6 | 311 | | | 41 | 12,8 | | 500 | 14 | | | 3,9 |
| PT18 | VIA DELLA CROCE 1-3 | 12 | 623 | | | 39 | 24,3 | | 1000 | 28 | | | 8,4 |
| PT8 | VIA SAN GIOVANNI 12/18 | 4 | 250 | | | 43 | 10,8 | 75 | 350 | 10 | 70 | 145 | 16,2 |
| PT8 | VIA SAN GIOVANNI 7/13 | 4 | 250 | PT8 | 1750 | 43 | 10,8 | | 350 | 10 | | | 16,2 |
| PT8 | VIA SAN GIOVANNI 15/21 | 4 | 250 | | | 43 | 10,8 | | 350 | 10 | | | 16,2 |
| PT8 | VIA PIO XII 90/96 | 4 | 250 | | | 43 | 10,8 | | 350 | 10 | | | 16,2 |
| PT8 | VIA PIO XII 98-100-102-104 | 4 | 250 | | | 43 | 10,8 | | 350 | 10 | | | 16,2 |
| PT8 | VIA DELLA STELLA 11-13-15 | 4 | 250 | PT9 | 800 | 43 | 10,8 | 34 | 350 | 10 | 40 | 74 | 16,2 |
| PT8 | VIA DELLA STELLA 17-19-21 | 4 | 250 | | | 43 | 10,8 | | 350 | 10 | | | 16,2 |
| PT9 | VIA UNGHERIA-VEROLI | 4 | 200 | | | 43 | 8,6 | | 350 | 10 | | | 5,9 |
| PT9 | VIA UNGHERIA-VEROLI | 4 | 200 | | | 43 | 8,6 | | 350 | 10 | | | 5,9 |
| PT9 | VIA UNGHERIA-VEROLI | 4 | 200 | | | 43 | 8,6 | | 350 | 10 | | | 5,9 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 2 | 4 | 170 | PT10 | 1870 | 45 | 7,7 | 84 | 350 | 10 | 110 | 194 | 5,2 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 4 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 6 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 8 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 1 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 3 | 3 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 5 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | VIA FRATELLI BANDIERA 7 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 1 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 5 | 4 | 170 | | | 45 | 7,7 | | 350 | 10 | | | 5,2 |
| PT10 | PIAZZA DELLA CIRCOSCRIZIONE 11 | 4 | 170 | PT12-PT13-PT14 | 2401 | 45 | 7,7 | 96 | 350 | 10 | 93 | 189 | 5,2 |
| PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 2 | 10 | 561 | | | 41 | 23,0 | | 850 | 23 | | | 8,1 |
| PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 4 | 7 | 421 | | | 41 | 17,3 | | 600 | 16 | | | 8,1 |
| PT12 | VIA FILIPPO BANDIERA 6 | 6 | 351 | | | 41 | 14,4 | | 500 | 14 | | | 8,1 |
| PT13 | VIA FILIPPO BANDIERA 8-10-12 | 11 | 686 | | | 38 | 26,1 | | 900 | 26 | | | 14,4 |
| PT14 | VIA PRENESTINA NUOVA 35 | 6 | 382 | | | 40 | 15,3 | | 500 | 14 | | | 8,4 |

Figura 148. Riepilogo potenze termiche di progetto

Nella tabella sopra riportata sono contenute le informazioni relative a:

- tipologia immobile;
- numero totale alloggi per tipologia;
- superficie coperta abitabile netta complessiva;
- eventuale raggruppamento della centrale termica;
- totale superficie coperta abitabile servita dalla singola centrale;
- potenza riscaldamento;
- potenza acqua calda sanitaria;
- volume di accumulo per acqua calda sanitaria
- potenza totale acqua calda sanitaria

potenza totale acqua calda sanitaria e riscaldamento

All'interno della tabella soprastante sono state evidenziate le tipologie di edifici e le nuove centrali termiche ad essi associate. Si evince che gli edifici serviti da un'unica centrale termica sono quelli

relative alle tipologie PT01-PT04-PT06-PT11-PT15, PT07-PT17-PT18, PT12-PT13-PT14, PT03-PT05, PT2(1)-PT16, PT08, PT09, PT10 e PT02.



Figura 149. Edifici serviti dalla centrale termica PT01-PT04-PT06-PT11-PT15



Figura 150. Edifici serviti dalla centrale termica PT07-PT17-PT18

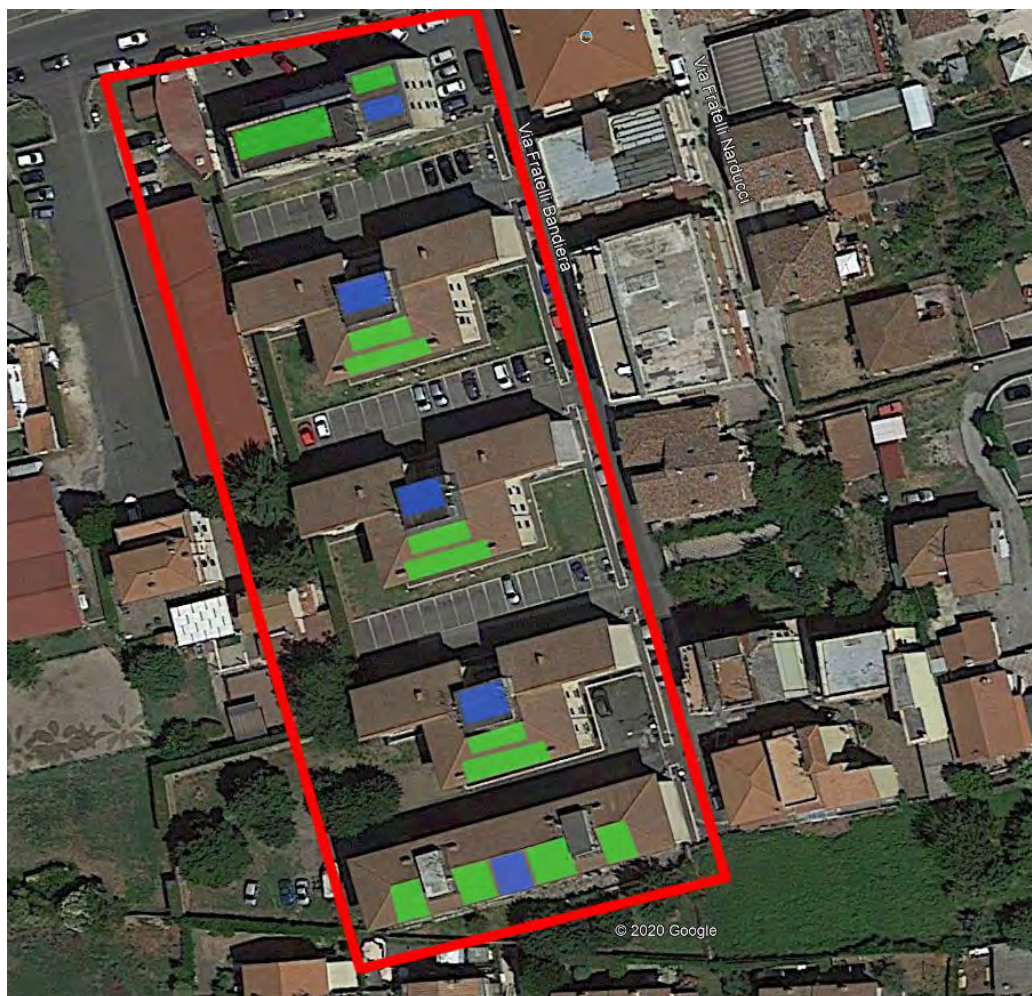


Figura 151. Edifici serviti dalla centrale termica PT12-PT13-PT14



Figura 152. Edifici serviti dalla centrale termica PT03-PT05



Figura 153. : Edifici serviti dalla centrale termica PT02(1)-PT16



Figura 154. Edifici serviti dalla centrale termica PT08



Figura 155. : Edifici serviti dalla centrale termica PT09

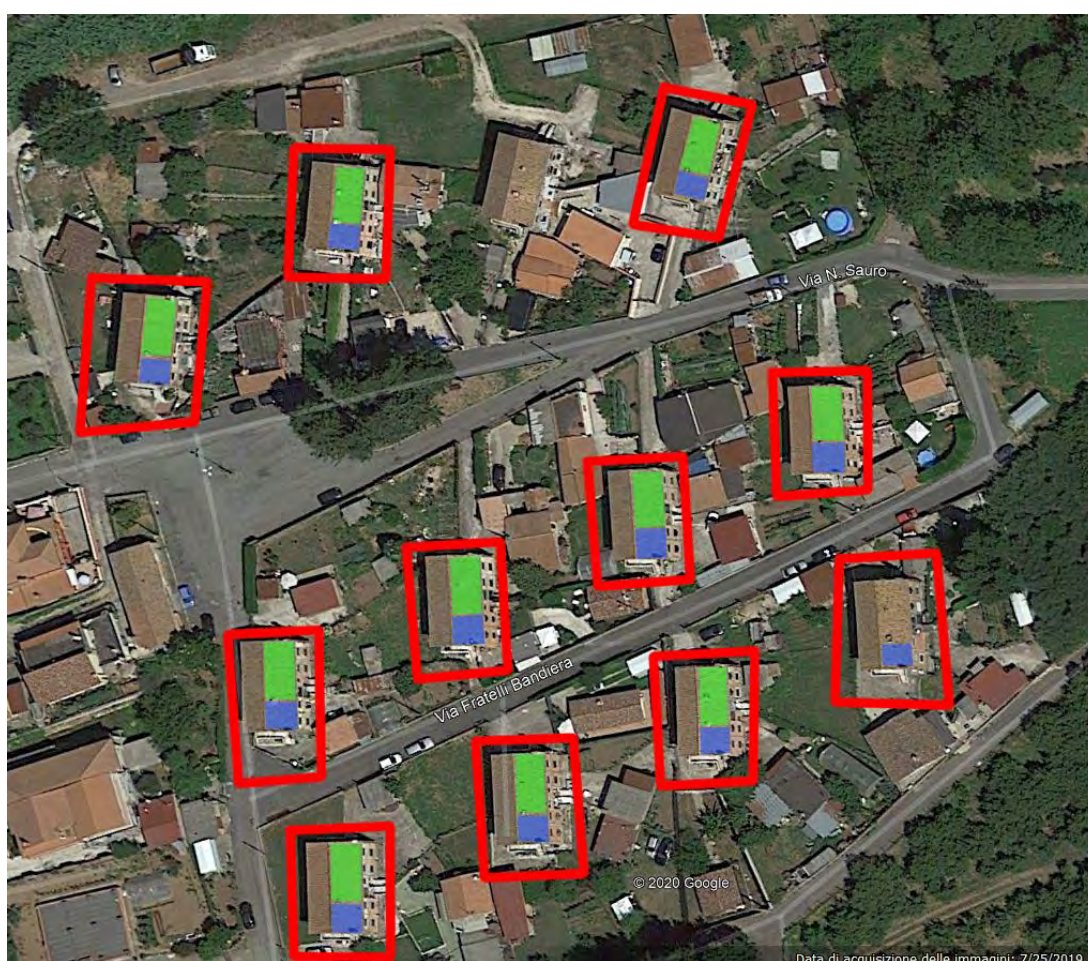


Figura 156. : Edifici serviti dalla centrale termica PT10



Figura 157. Edifici serviti dalla centrale termica PT02

Legenda

- area di pertinenza della centrale termica
- installazione pannelli solari
- installazione pannelli fotovoltaici