

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 Frascati

Relazione tecnica - Frascati

anno	n. prog. anno	cod.ciente	categoria	sottocategoria	località	fase	n.	rev.	capitolo	tipologia
20	005	411	ATER	PRR	FRA	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	4
1.1. Tipologia FS01	5
1.1.1. Individuazione dei siti in esame.....	5
1.1.2. Determinazione della categoria di sottosuolo	5
1.1.3. Analisi sismica.....	7
1.1.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q	7
1.1.3.2. Spettri di risposta.....	9
1.1.4. Carichi di progetto	10
1.1.4.1. Carico della neve.....	10
1.1.4.2. Carico del vento.....	11
1.1.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato	16
1.1.5.1. Sintesi degli interventi previsti.....	17
1.1.6. Conclusioni	18
1.2. Tipologia FS02.....	19
1.2.1. Individuazione dei siti in esame.....	19
1.2.2. Determinazione della categoria di sottosuolo	19
1.2.3. Analisi sismica.....	21
1.2.3.1. Determinazione del fattore di comportamento q	21
1.2.3.2. Spettri di risposta.....	23
1.2.4. Carichi di progetto	24
1.2.4.1. Carico della neve.....	24
1.2.4.2. Carico del vento.....	25
1.2.5. Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato	30
1.2.5.1. Sintesi degli interventi previsti.....	31
1.2.6. Conclusioni	32
1.3. Tipologia FS03.....	33
1.3.1. Individuazione dei siti in esame.....	33
1.3.2. Determinazione della categoria di sottosuolo	34
1.3.3. Analisi sismica.....	36

1.3.3.1.	Determinazione del fattore di comportamento q	36
1.3.3.2.	Spettri di risposta.....	38
1.3.4.	Carichi di progetto	39
1.3.4.1.	Carico della neve.....	39
1.3.4.2.	Carico del vento.....	40
1.3.5.	Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato	45
1.3.5.1.	Sintesi degli interventi previsti.....	46
1.3.6.	Conclusioni	47
1.4.	Tipologia FS04.....	48
1.4.1.	Individuazione dei siti in esame.....	48
1.4.2.	Determinazione della categoria di sottosuolo	48
1.4.3.	Analisi sismica.....	50
1.4.3.1.	Determinazione del fattore di comportamento q	50
1.4.3.2.	Spettri di risposta.....	52
1.4.4.	Carichi di progetto	53
1.4.4.1.	Carico della neve.....	53
1.4.4.2.	Carico del vento.....	54
1.4.5.	Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato	59
1.4.5.1.	Sintesi degli interventi previsti.....	60
1.4.6.	Conclusioni	61
1.5.	Tipologia FS05.....	62
1.5.1.	Individuazione dei siti in esame.....	62
1.5.2.	Determinazione della categoria di sottosuolo	62
1.5.3.	Analisi sismica.....	65
1.5.3.1.	Determinazione del fattore di comportamento q	65
1.5.3.2.	Spettri di risposta.....	66
1.5.4.	Carichi di progetto	67
1.5.4.1.	Carico della neve.....	67
1.5.4.2.	Carico del vento.....	68
1.5.5.	Interventi per il miglioramento sismico – edifici in cemento armato	73

1.5.5.1.	Sintesi degli interventi previsti.....	74
1.5.6.	Conclusioni	75
2.	INTERVENTI DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO.....	76
2.1.	Inquadramento	76
2.1.1.	Dati climatici.....	76
2.2.	Tipologia edifici.....	77
2.2.1.	Classificazione per tipologie edilizie affini	78
2.3.	Interventi di efficientamento energetico	83
2.3.1.	Interventi passivi: involucro edilizio	83
2.3.2.	Interventi attivi: impianti di riscaldamento	84

1. INTERVENTO STRUTTURALE

Per quanto riguarda il Comune di Frascati sono state individuate 5 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
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 2-4
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 6-8
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 10-12
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 14-16
FRASCATI	FS02	VIA P. TOGLIATTI 18-20
FRASCATI	FS02	VIA P. TOGLIATTI 22-24
FRASCATI	FS02	VIA MORANDI 2-4
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 2-4-6-8
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 1-5-7
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 9-11-13-15
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 17-19-21-23
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 25-27-29-31
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 10-12-14-16
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 18-20-22-24
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 26-28-30-32
FRASCATI	FS04	VIA MORANDI R. 6-8
FRASCATI	FS04	PIAZZA MORANDI 1-2
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - A
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - B
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - C
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - D
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - E

1.1. Tipologia FS01

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	Frascati	FS01	Via P. Togliatti 2-4	41.4905°	12.4123°
Roma	Frascati	FS01	Via P. Togliatti 6-8	41.4905°	12.4123°
Roma	Frascati	FS01	Via P. Togliatti 10-12	41.4905°	12.4123°
Roma	Frascati	FS01	Via P. Togliatti 14-16	41.4905°	12.4123°

Tabella 1. Parametri generali del sito in esame

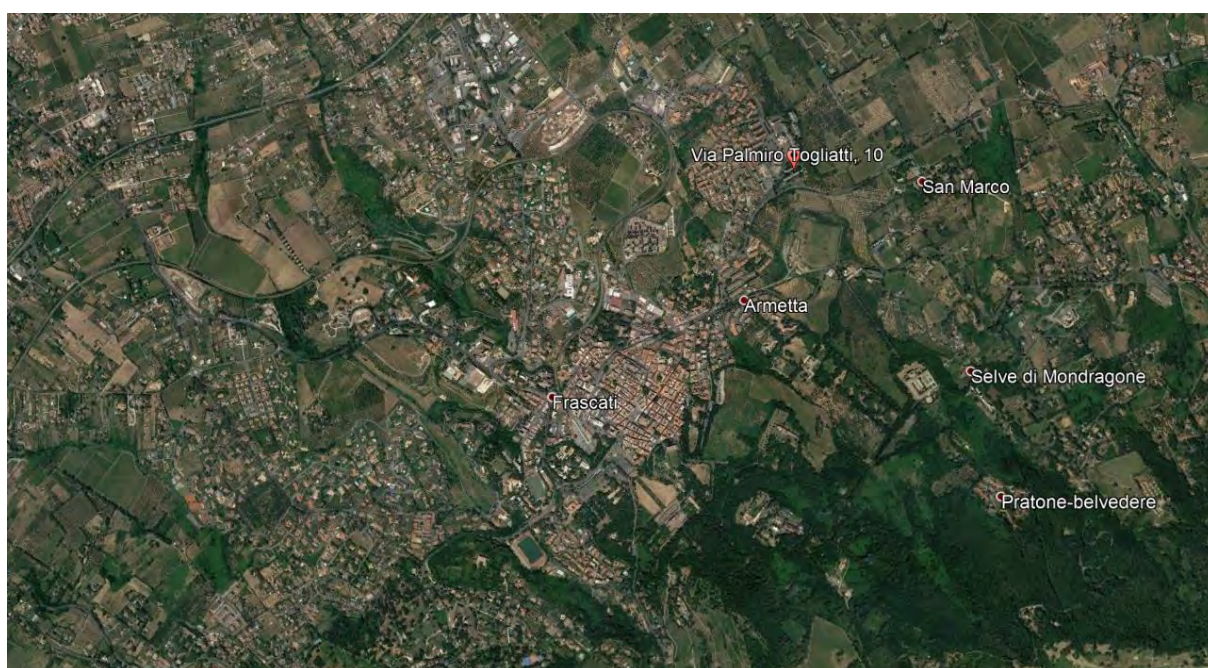


Figura 1. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

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 (Sa2) che sono caratterizzate dalla presenza di lave grigio scure leucitiche da porfiriche a microcristalline, da compatte a vacuolari per uno spessore minimo di 20 metri". 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.

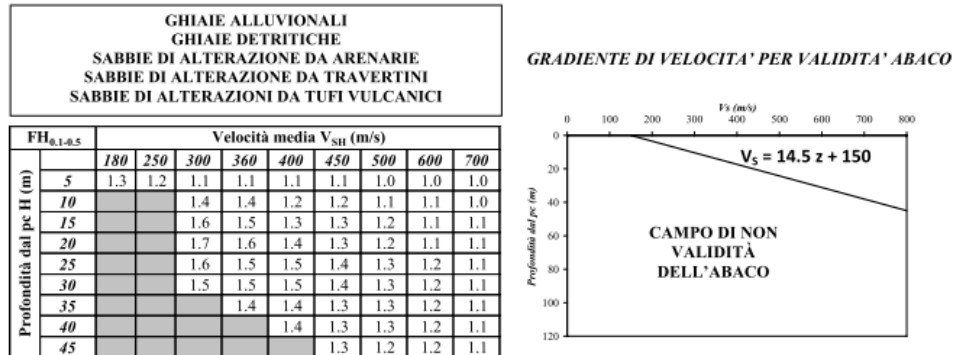


Tabella 1. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

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:

$$V_s = 14.5 * z + 150 = 440 \text{ m/s}$$

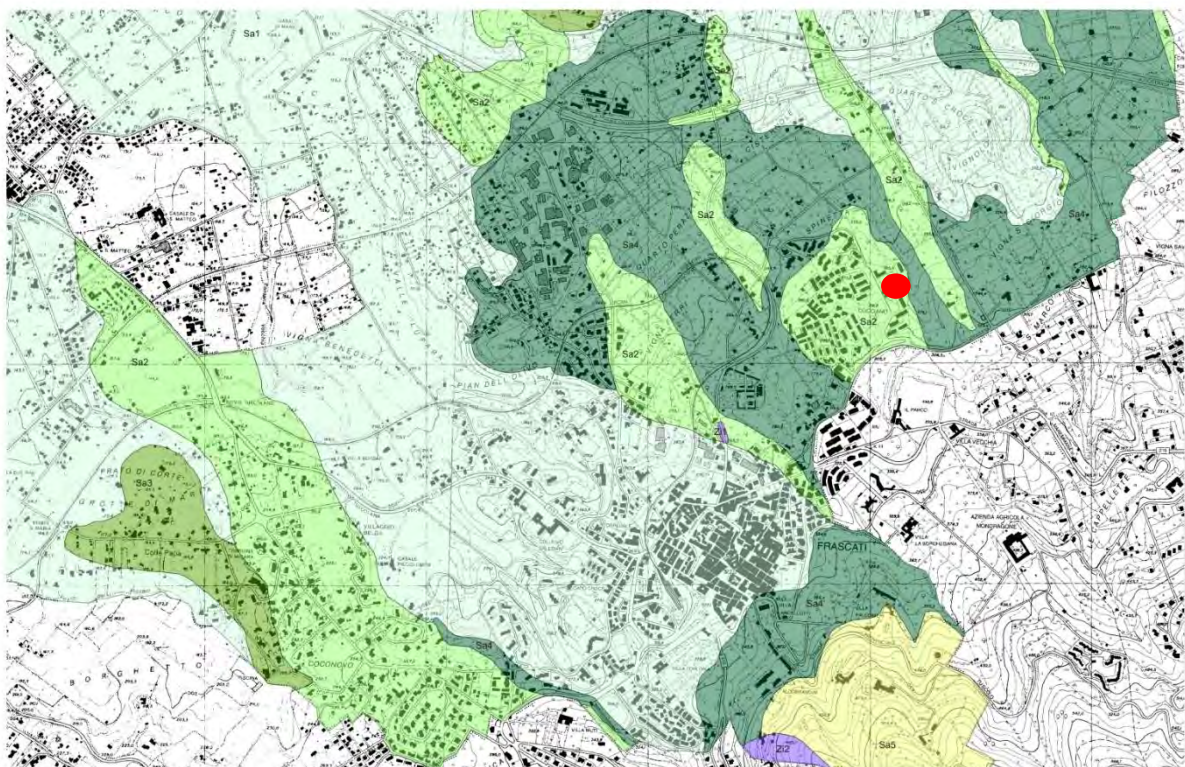
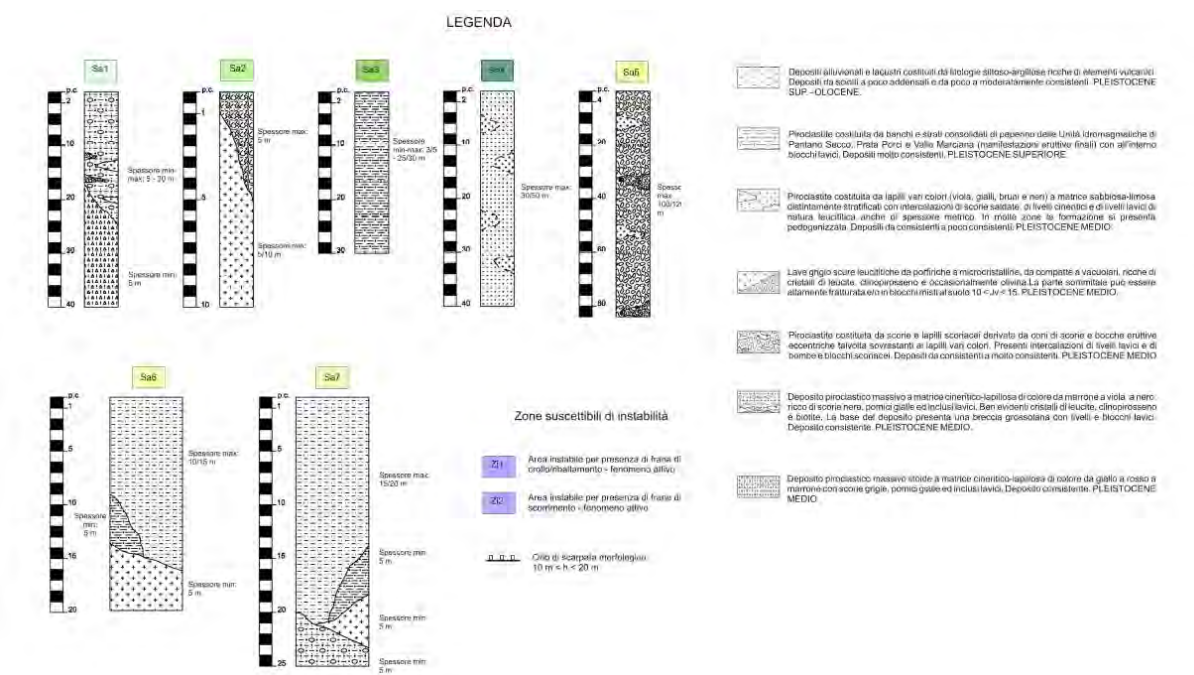


Figura 2. Zona omogenea in prospettiva sismica

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 440 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “Rocce tenere e 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 2. 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 3. 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	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	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	2,419	0,258
SLD	50	0,074	2,370	0,268
SLV	475	0,167	2,585	0,276
SLC	975	0,211	2,530	0,283

Tabella 4. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.1.3.2. Spettri di risposta

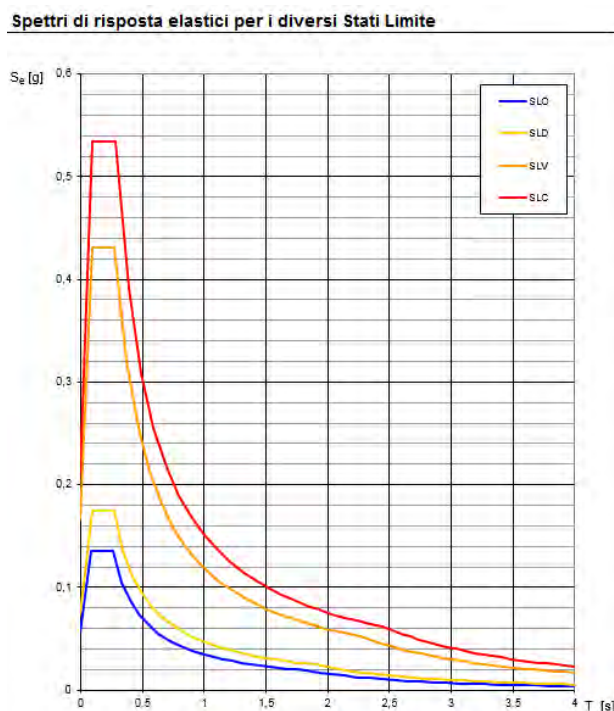


Figura 3. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

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.

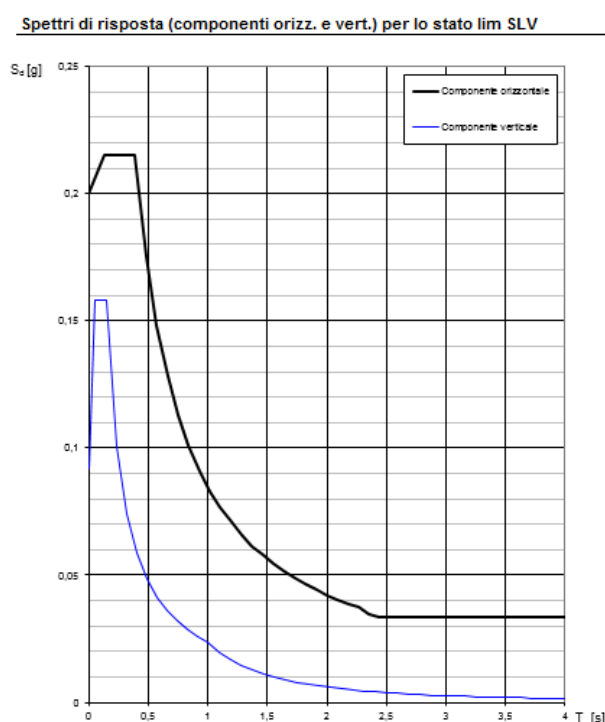


Figura 4. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

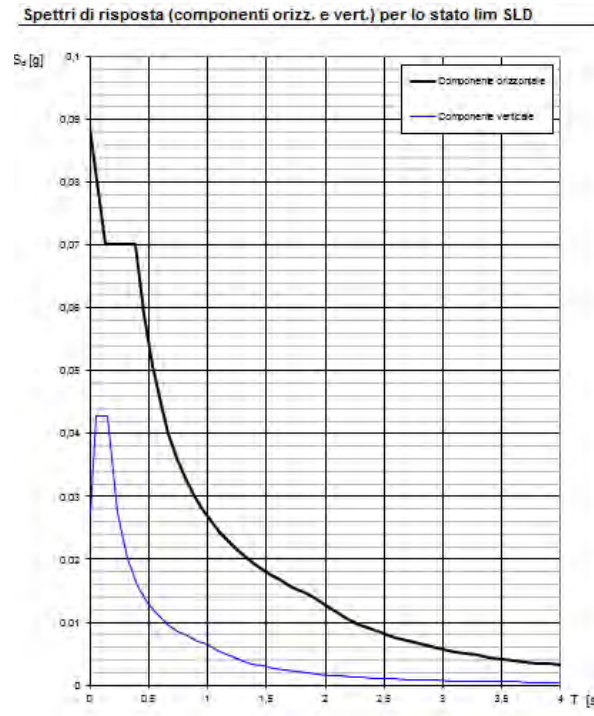


Figura 5. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

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 5. 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;

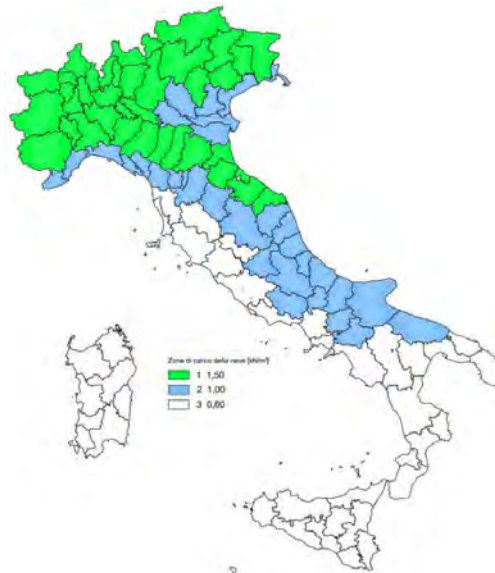


Figura 6. Zone di carico della neve

- 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 6. 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	285	69	0,8	1	1	55

Tabella 7. 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 $v_{b,0}$, 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:

$v_{b,0}$ (m/s)	a_s	c_a	v_b	T_r	c_r	v_r (m/s)
27	285	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 8. 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 9. 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						

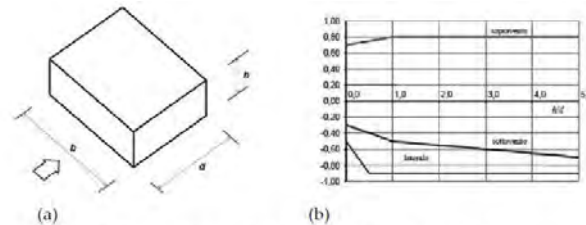
Tabella 10. Definizione delle categorie di esposizione

q_r	Rugosità	Esposizione	$c_e(z)$	$c_e(z_{min})$
456	B	III	2,493	1,708

Tabella 11. 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 12. 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
44	11	17	1.55	0,80	-0,53

Tabella 13. 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:

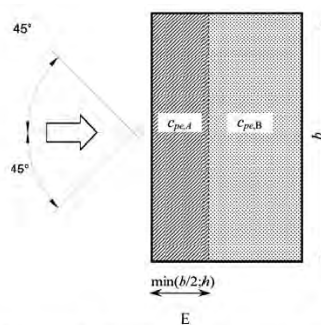


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

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 14. 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)	467	-645
p_{max} (daN/m ²)	683	-941
Copertura	Sopravento	Sottovento
p (daN/m ²)	-1251	-569

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 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 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.

1.2. Tipologia FS02

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	Frascati	FS02	Via P. Togliatti n° 18-20	41.4908°	12.4123°
Roma	Frascati	FS02	Via P. Togliatti n° 22-24	41.4910°	12.4122°
Roma	Frascati	FS02	Via Morandi R. 2-4	41.4911°	12.4123°

Tabella 15. 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 (SA2) che sono caratterizzate dalla presenza di lave grigio scure leucitiche da porfiriche microcristalline, da compatte a vacuolari per uno

spessore minimo di 20 metri. 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.

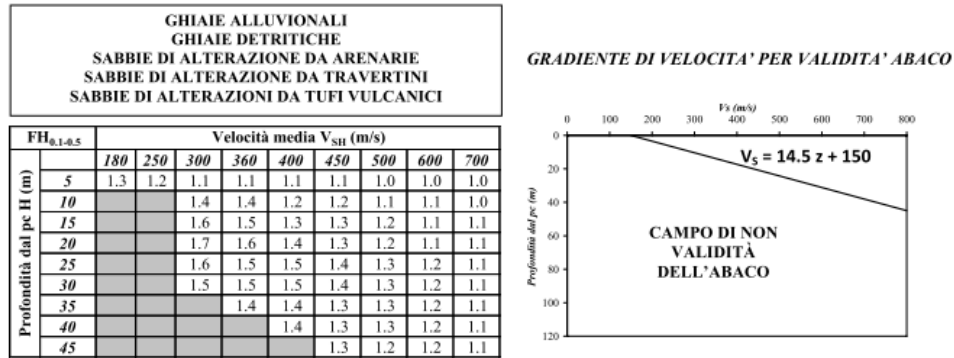


Tabella 16. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

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:

$$V_s = 14.5 * z + 150 = 440 \text{ m/s}$$

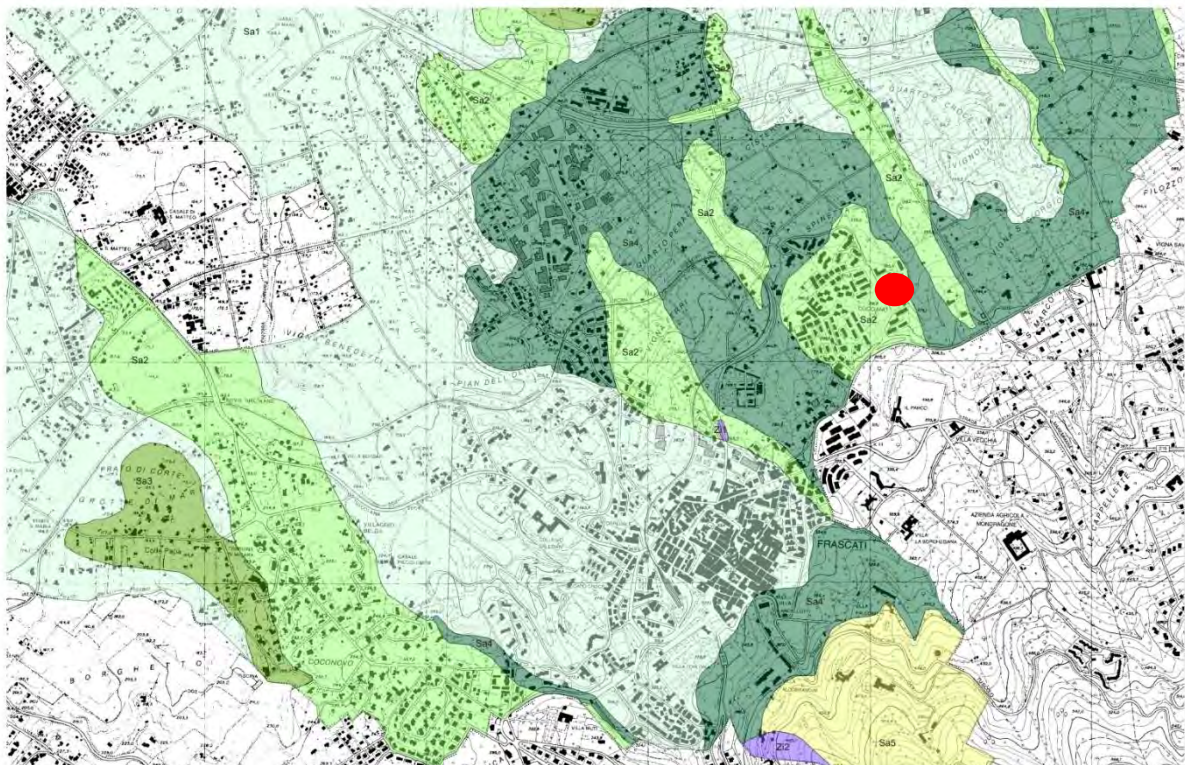
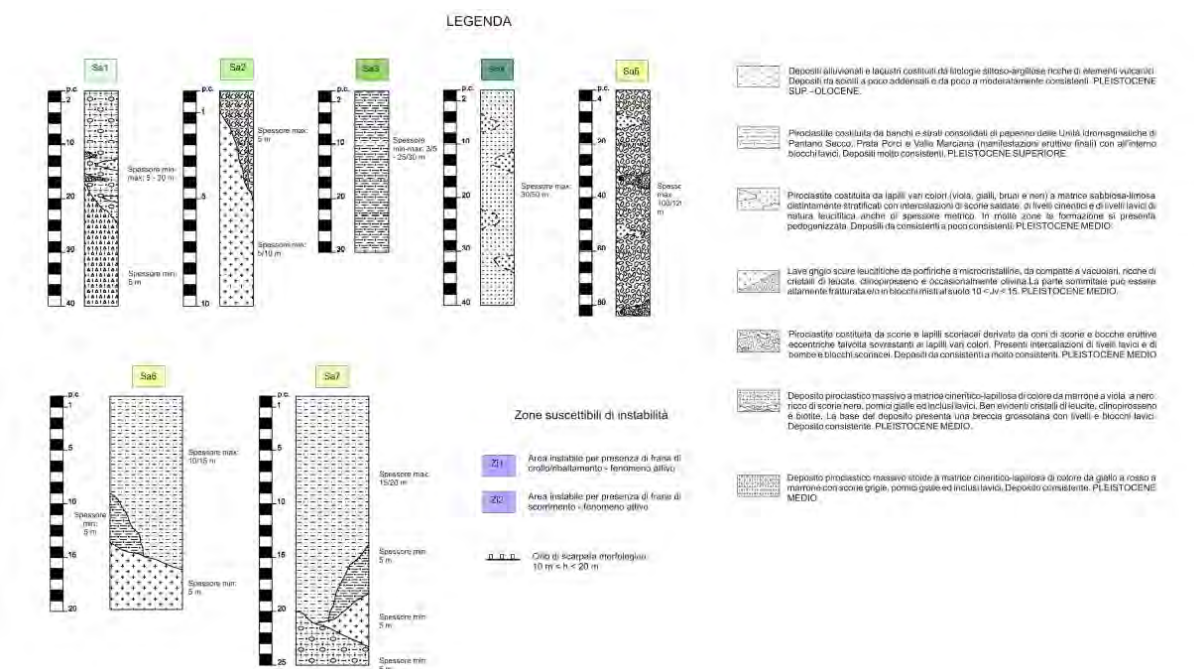


Figura 10. Zona omogenea in prospettiva sismica

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 440 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Rocce tenere e 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 17. 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 18. 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	sì	sì	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	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	2,419	0,258
SLD	50	0,074	2,370	0,268
SLV	475	0,167	2,585	0,276
SLC	975	0,211	2,530	0,283

Tabella 19. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.2.3.2. Spettri di risposta

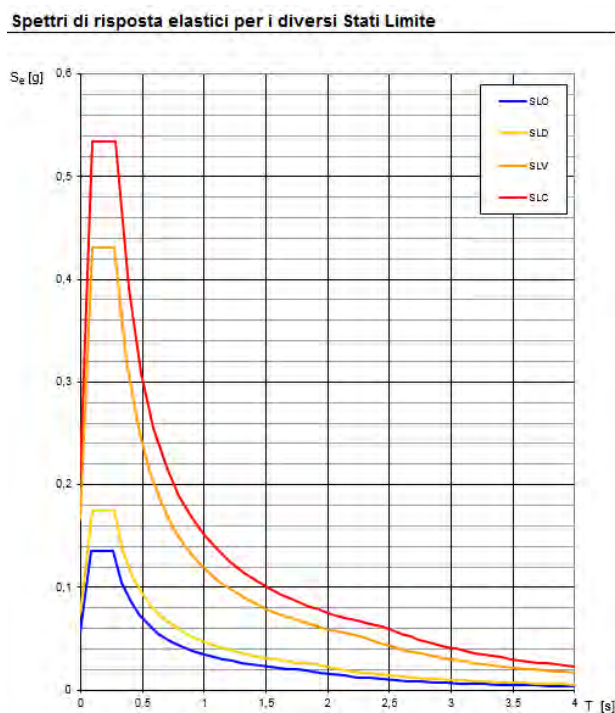


Figura 11. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

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.

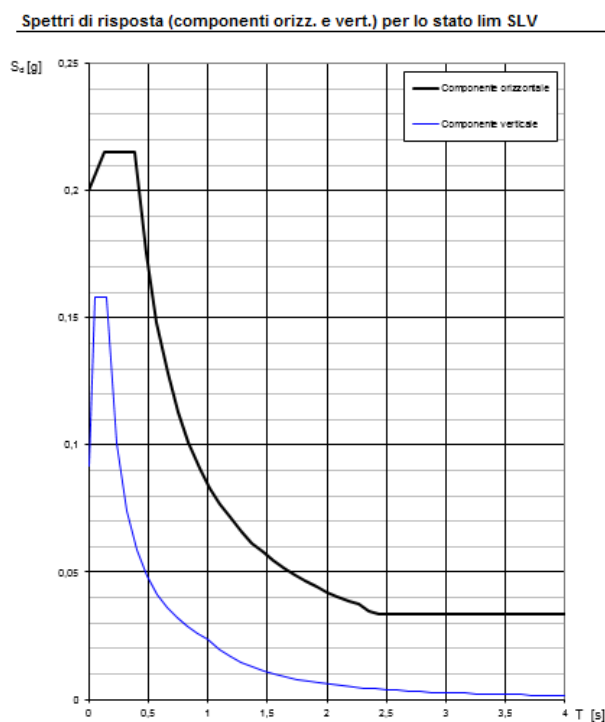


Figura 12. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

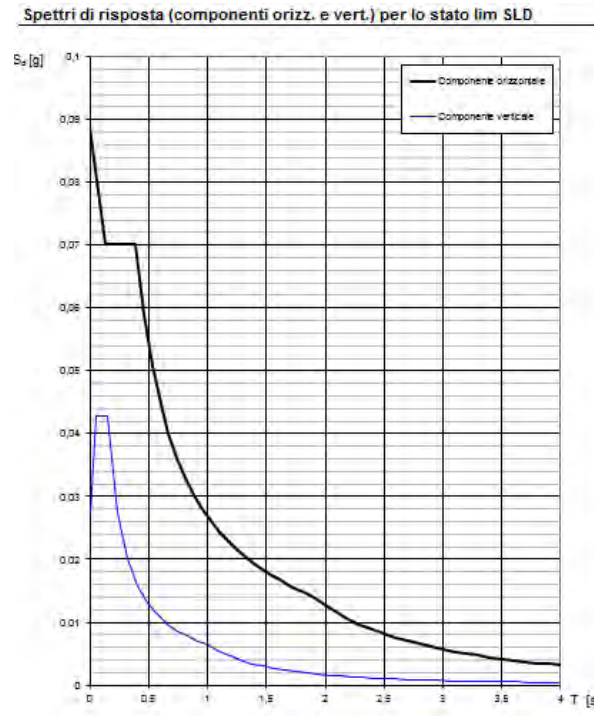


Figura 13. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

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 20. 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;

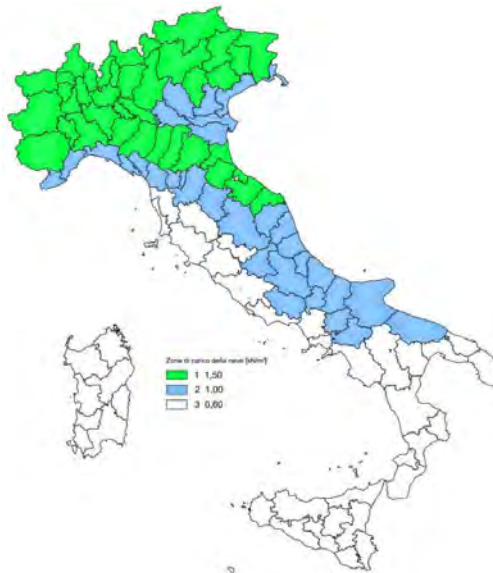


Figura 14. Zone di carico della neve

- 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 21. 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	293	70	0,8	1	1	56

Tabella 22. 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 $v_{b,0}, a_0, k_s$

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:

$v_{b,0}$ (m/s)	a_s	c_a	v_b	T_r	c_r	v_r (m/s)
27	293	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

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

- 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 23. 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 24. 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						

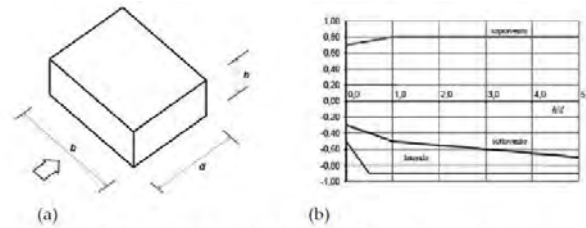
Tabella 25. Definizione delle categorie di esposizione

q_r	Rugosità	Esposizione	$c_e(z)$	$c_e(z_{min})$
456	B	III	2,57	1,708

Tabella 26. 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 27. 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
46	12	19	1,58	0,80	-0,53

Tabella 28. 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.

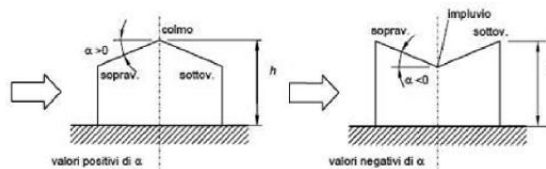


Figura 17. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

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

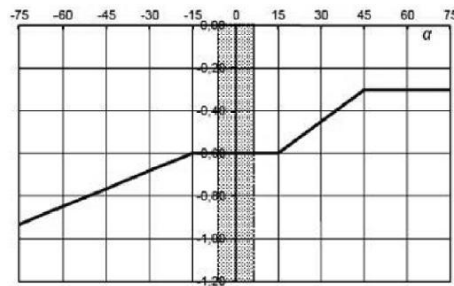


Figura 18. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

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)	467	-568
p_{max} (daN/m ²)	704	-855
Copertura	Sopravento	Sottovento
p (daN/m ²)	-821	-821

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

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.

1.2.6. Conclusioni

Per quanto concerne gli aspetti prettamente strutturali, l'intervento di miglioramento sismico adottato per la tipologia oggetto della presente relazione, prevede l'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 classi 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.

1.3. Tipologia FS03

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	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 2-4-6-8 – 1°	41.4827°	12.4026°
Roma	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 1-5-7 – 2°	41.4827°	12.4026°
Roma	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 9-11-13-15 – 3°	41.4827°	12.4026°
Roma	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 17-19-21-23 – 4°	41.4827°	12.4026°
Roma	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 25-27-29-31 – 5°	41.4827°	12.4026°
Roma	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 10-12-14-16 – 6°	41.4827°	12.4026°
Roma	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 18-20-22-24 – 7°	41.4827°	12.4026°
Roma	Frascati	FS03	Via Domenico Savio n° 26-28-30-32 – 8°	41.4827°	12.4026°

Tabella 31. Parametri generali del sito in esame

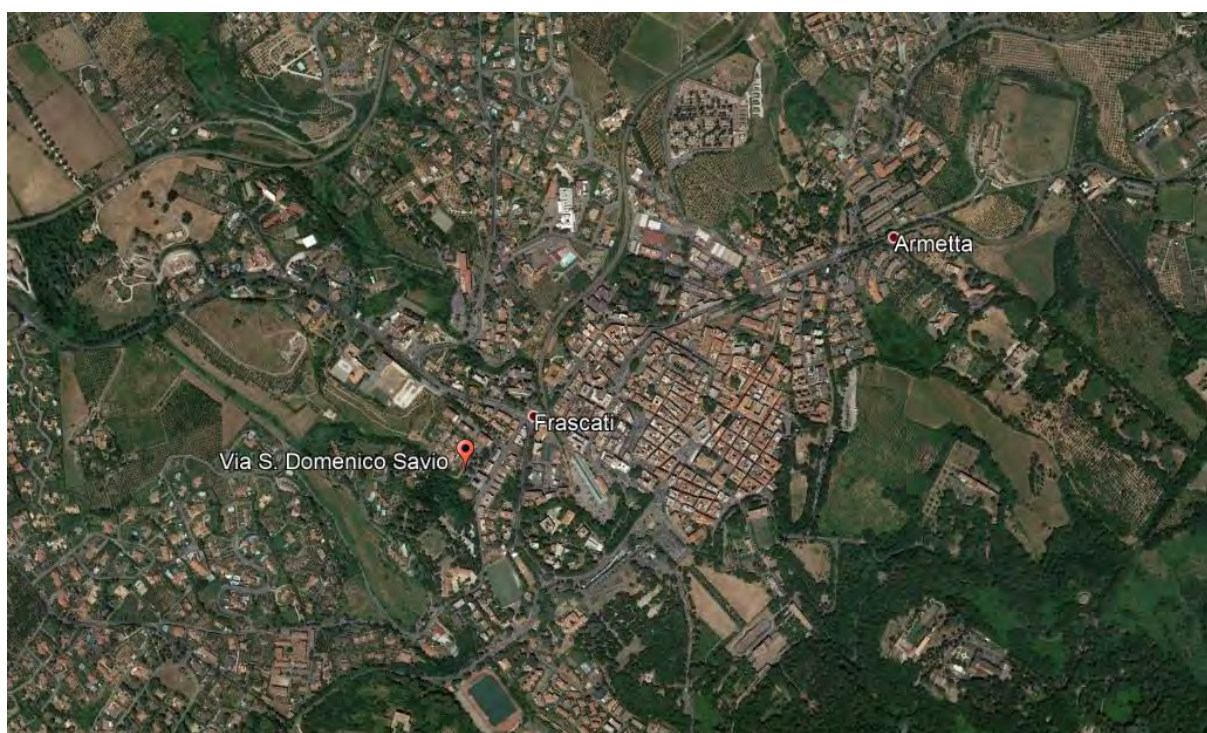


Figura 19. Individuazione del sito in esame (immagine da google earth)

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 (SA1) che sono caratterizzate dalla presenza nel primo strato che va da 5 a 30 m di "Deposito piroclastico massivo a matrice cinetico lapillosa". 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.

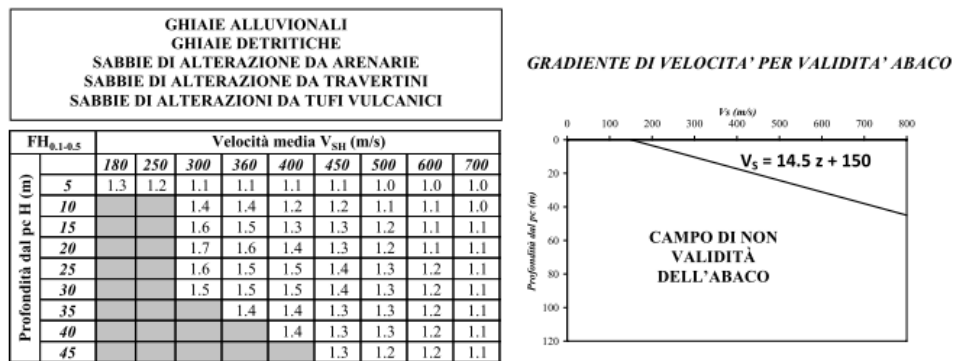


Tabella 32. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

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:

$$V_s = 14.5 * z + 150 = 440 \text{ m/s}$$

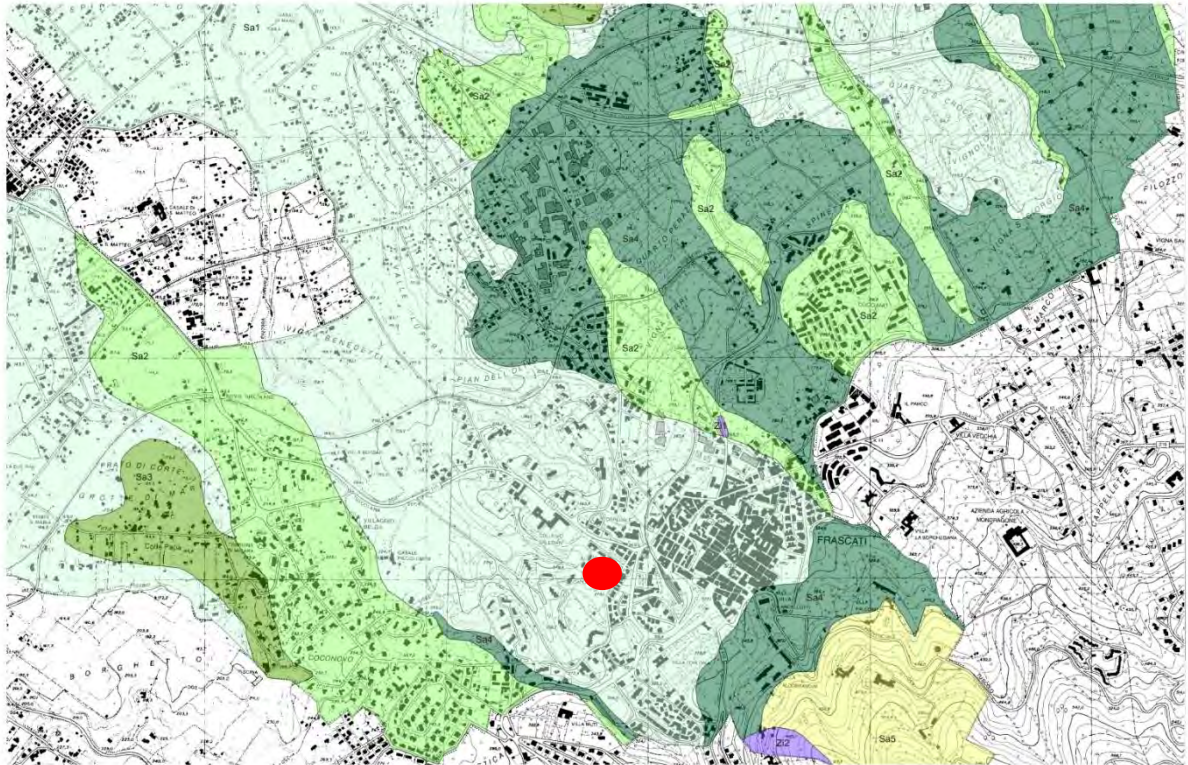
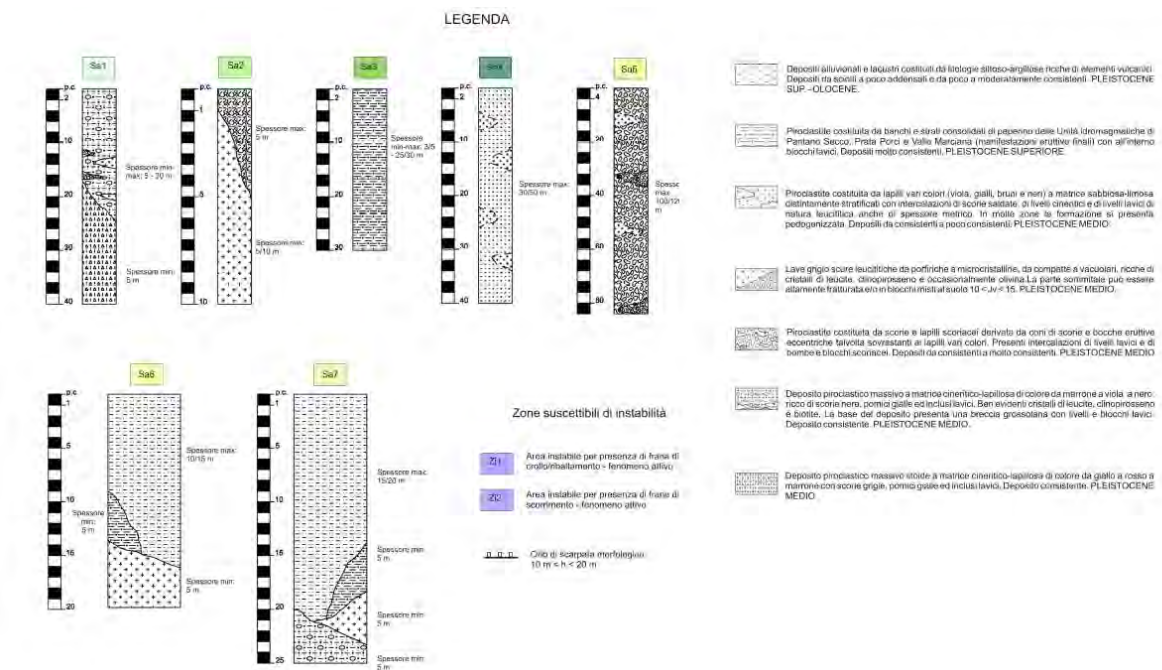


Figura 20. Zona omogenea in prospettiva sismica

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 440 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Rocce tenere e 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 33. 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 34. 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	sì	sì	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	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	2,419	0,258
SLD	50	0,074	2,370	0,268
SLV	475	0,167	2,585	0,276
SLC	975	0,211	2,530	0,283

Tabella 35. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.3.3.2. Spettri di risposta

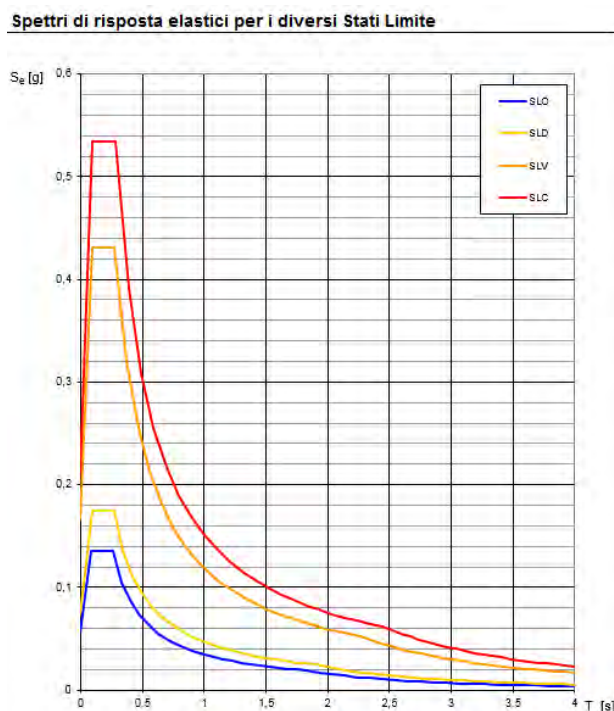


Figura 21. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

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.

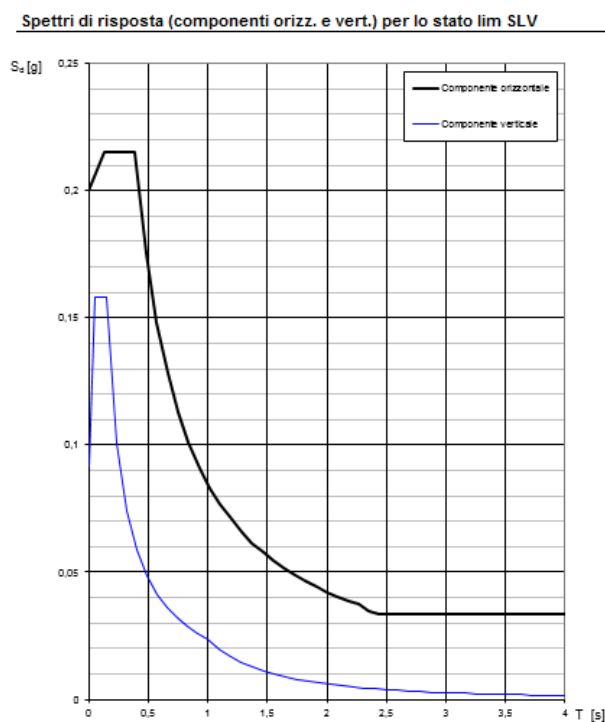


Figura 22. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

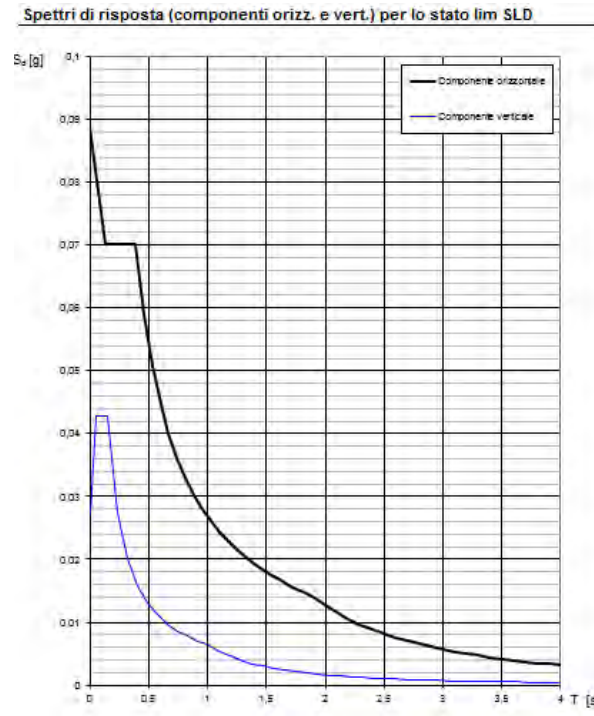


Figura 23. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

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 36. 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;

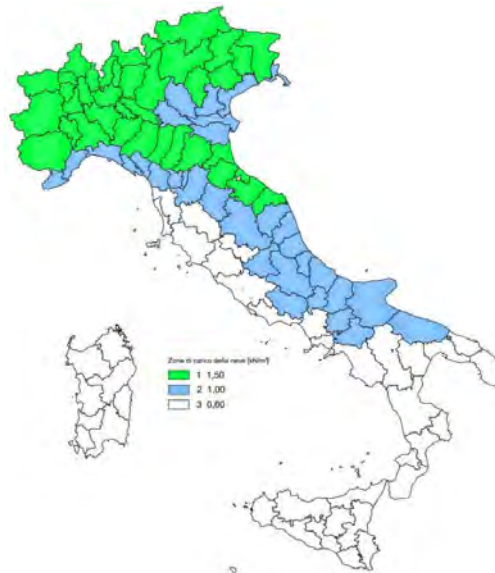


Figura 24. Zone di carico della neve

- 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 37. 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	270	67	0,8	1	1	54

Tabella 38. 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 25. Valori dei parametri $v_{b,0}, a_0, k_s$

Figura 26. 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	270	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 39. 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 40. 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						

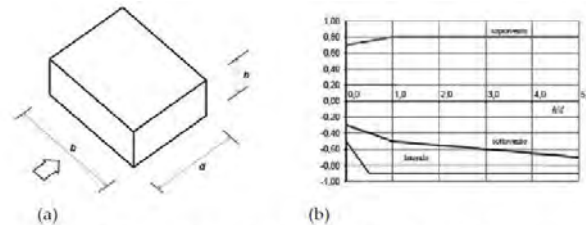
Tabella 41. Definizione delle categorie di esposizione

q_r	Rugosità	Esposizione	$c_e(z)$	$c_e(z_{min})$
456	B	III	1,995	1,708

Tabella 42. 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 43. 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
23.4	10	8	0.80	0.79	-0,46

Tabella 44. 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.

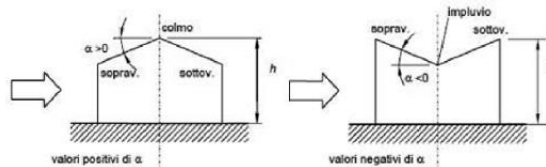


Figura 27. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

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

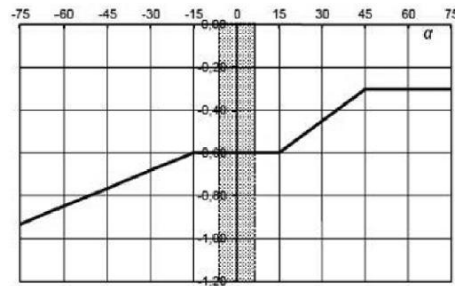


Tabella 47. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

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)	452	-592
p_{max} (daN/m ²)	528	-692
Copertura	Sopravento	Sottovento
p (daN/m ²)	-637	-637

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 FS04

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	Frascati	FS04	Piazza Morandi 1-2	41.4911°	12.4120°
Roma	Frascati	FS04	Via Morandi R. 6-8	41.4913°	12.4122°

Tabella 48. Parametri generali del sito in esame



Figura 28. 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 (SA2) che sono caratterizzate dalla presenza di lave grigio scure leucitiche da porfiriche microcristalline, da compatte a vacuolari per uno

spessore minimo di 20 metri. 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.

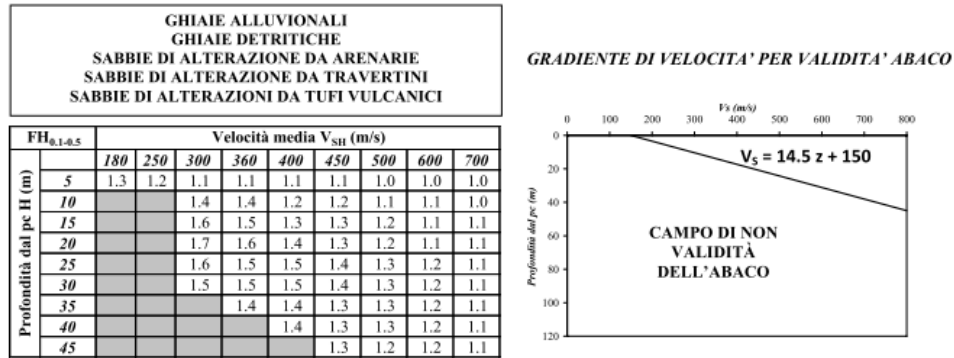


Tabella 49. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

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:

$$V_s = 14.5 * z + 150 = 440 \text{ m/s}$$

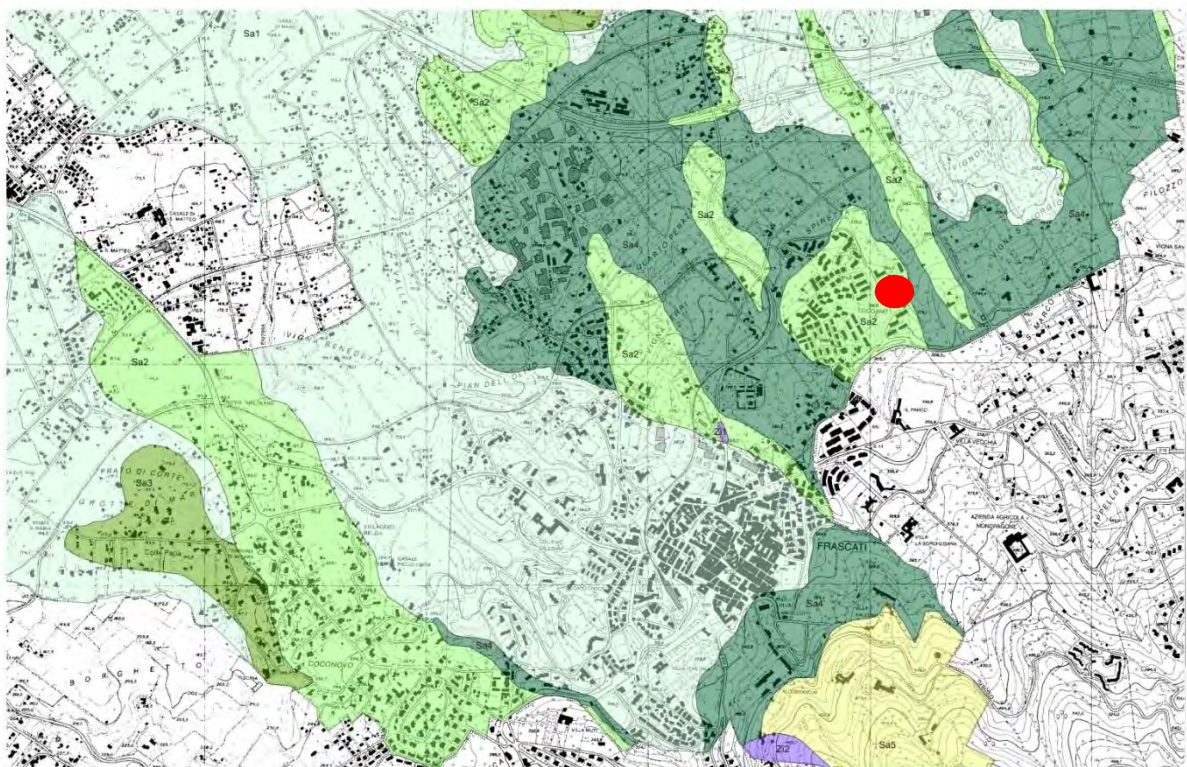
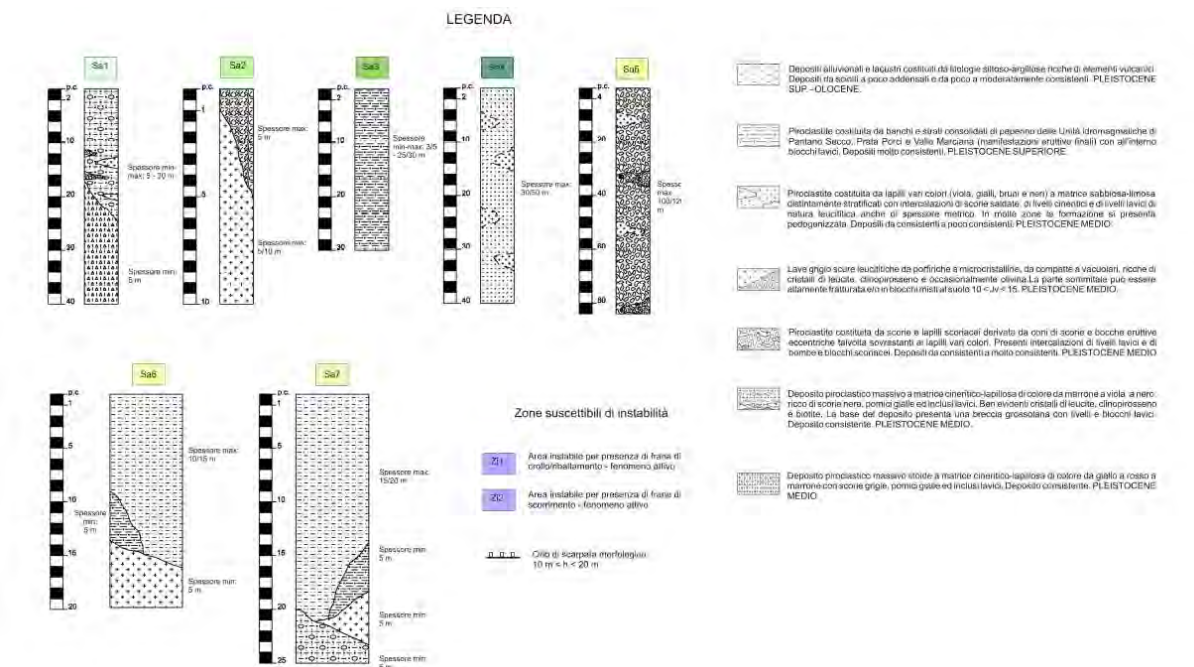


Figura 29. Zona omogenea in prospettiva sismica

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 440 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Rocce tenere e 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 50. 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 51. 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	sì	sì	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	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	2,419	0,258
SLD	50	0,074	2,370	0,268
SLV	475	0,167	2,585	0,276
SLC	975	0,211	2,530	0,283

Tabella 52. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.4.3.2. Spettri di risposta

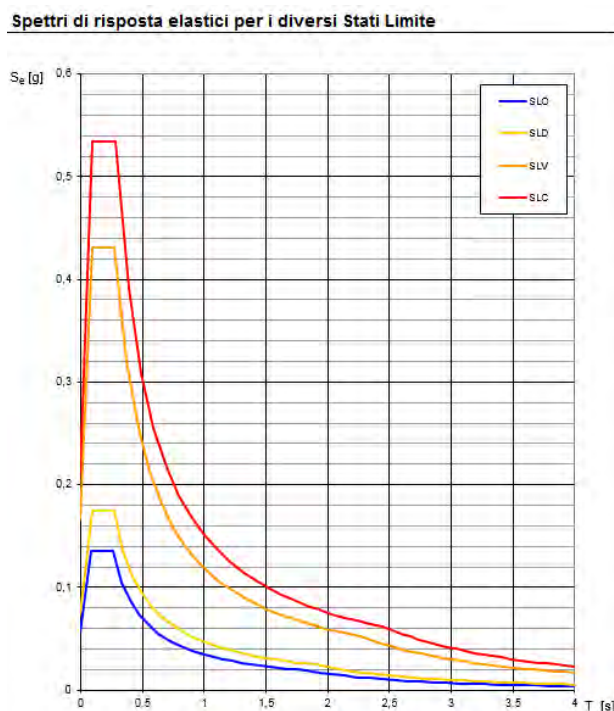


Figura 30. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

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.

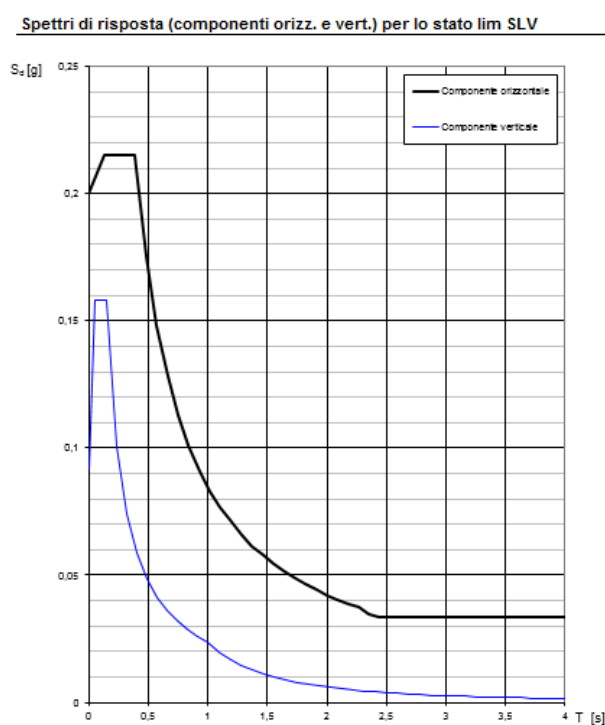


Figura 31. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

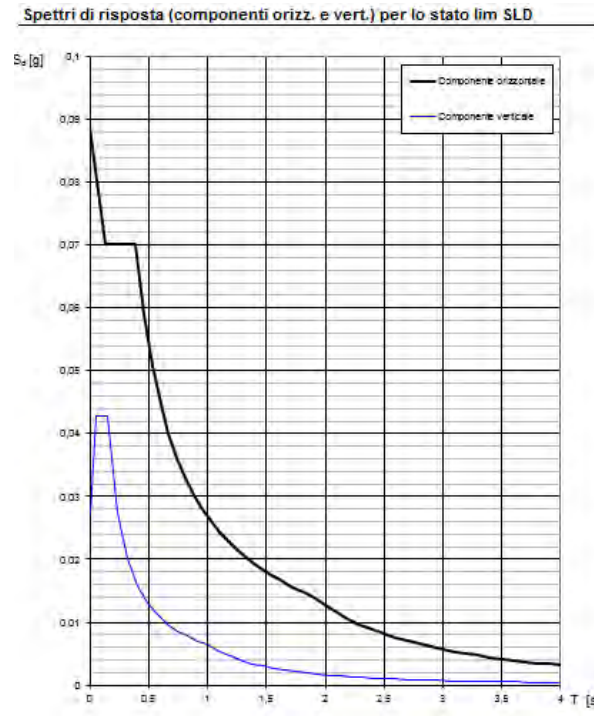


Figura 32. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

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 53. 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;

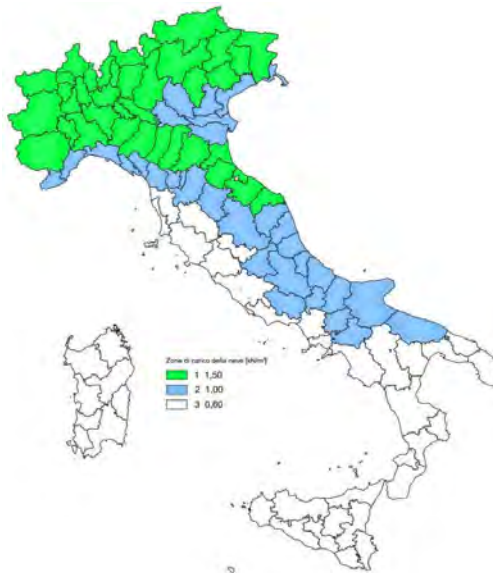


Figura 33. Zone di carico della neve

- 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 54. 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	293	70	0,8	1	1	56

Tabella 55. 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 34. Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Figura 35. 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	293	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

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

- 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 56. 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 57. 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						

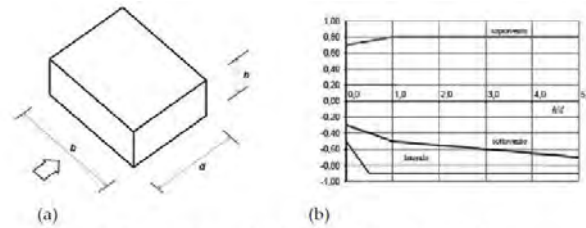
Tabella 58. Definizione delle categorie di esposizione

q_r	Rugosità	Esposizione	$c_e(z)$	$c_e(z_{min})$
456	B	III	2,331	1,708

Tabella 59. 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 60. 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
46	12	19	1,58	0,80	-0.53

Tabella 61. 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.

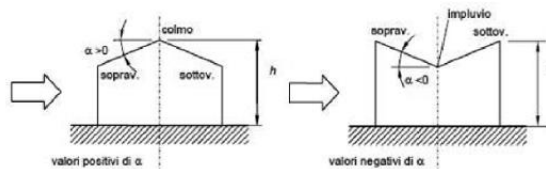


Figura 36. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

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

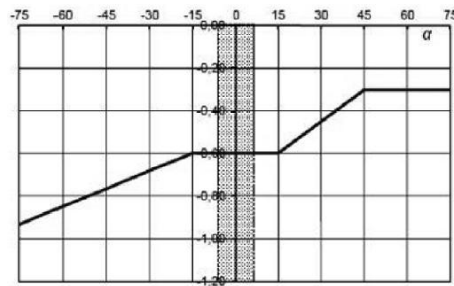


Figura 37. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

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)	467	-568
p_{max} (daN/m ²)	704	-855
Copertura	Sopravento	Sottovento
p (daN/m ²)	-821	-821

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 classi 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 FS05

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	Frascati	FS05	Via E. De Nicola 12 – Scala A	41.44908°	12.4109°
Roma	Frascati	FS05	Via E. De Nicola 12 – Scala B	41.44908°	12.4109°
Roma	Frascati	FS05	Via E. De Nicola 12 – Scala C	41.44908°	12.4109°
Roma	Frascati	FS05	Via E. De Nicola 12 – Scala D	41.44908°	12.4109°
Roma	Frascati	FS05	Via E. De Nicola 12 – Scala E	41.44908°	12.4109°

Tabella 64. Parametri generali del sito in esame



Figura 38. 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 (Sa2) che sono caratterizzate dalla presenza di lave grigio scure leucitiche da porfiriche a microcristalline, da compatte a vacuolari per uno spessore minimo di 20 metri". 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.

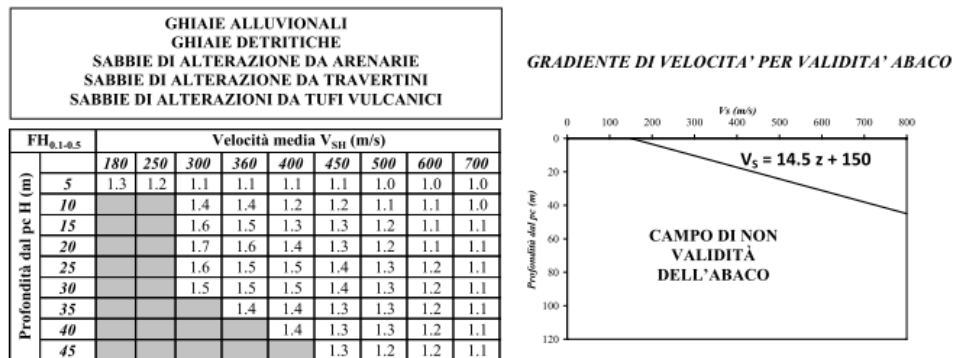


Tabella 65. Abaco per le ghiaie alluvionali, detritiche e sabbie di alterazione

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:

$$V_s = 14.5 * z + 150 = 440 \text{ m/s}$$

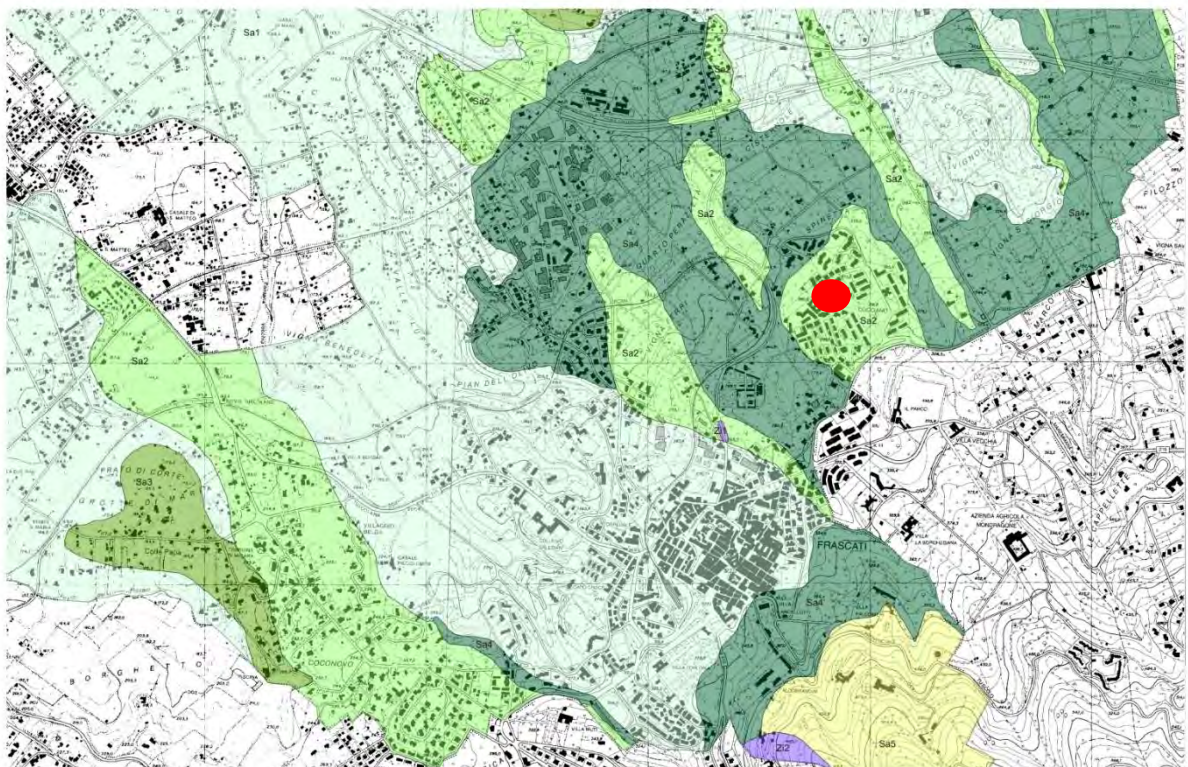
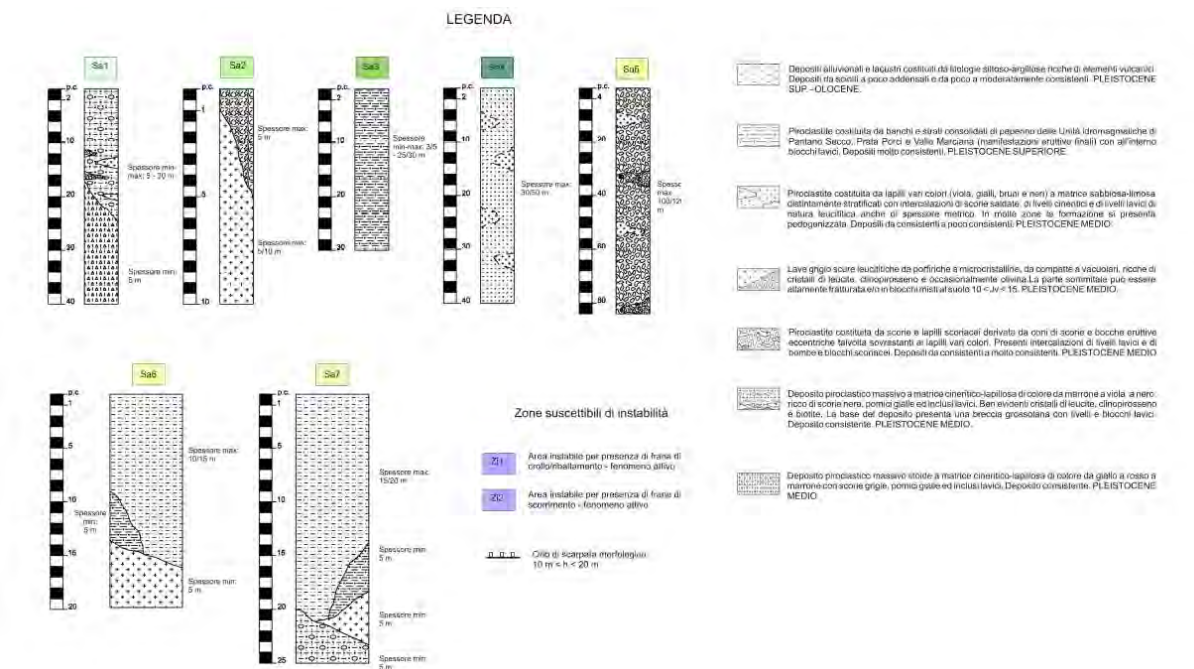


Figura 39. Zona omogenea in prospettiva sismica

In relazione alle formulazioni sopra riportate avendo ottenuto un valore delle Vs pari a 440 m/s ed entrando nella tabella 3 sotto riportata si ottiene una categoria di sottosuolo B “*Rocce tenere e 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 66. 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 67. Tab. 3.2. III – Categorie topografiche

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	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	1.15	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 [ann]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,056	2,419	0,258
SLD	50	0,074	2,370	0,268
SLV	475	0,167	2,585	0,276
SLC	975	0,211	2,530	0,283

Tabella 68. Valori di a_g , F_0 e T_c^* in funzione dei vari stati limite

1.5.3.2. Spettri di risposta

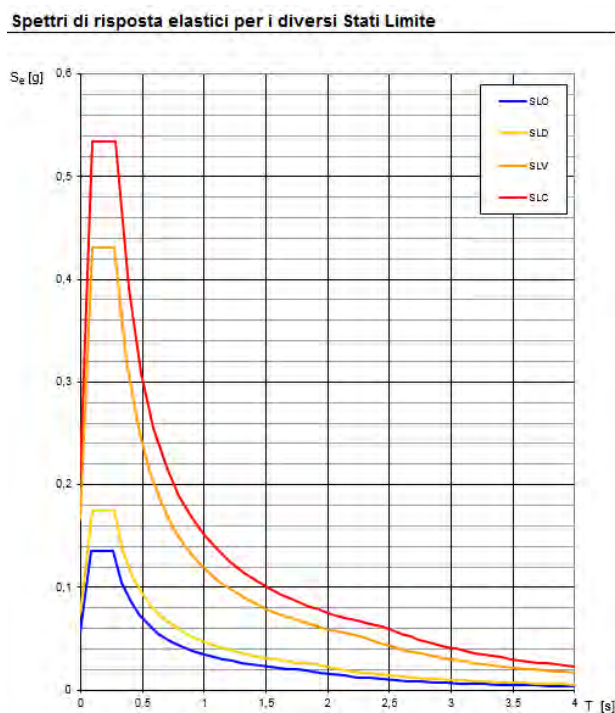


Figura 40. Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

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.

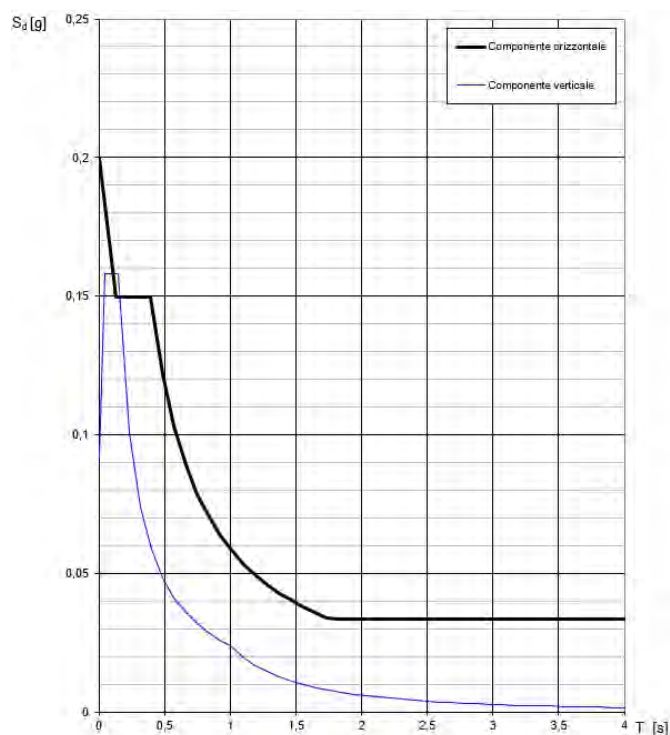


Figura 41. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLV

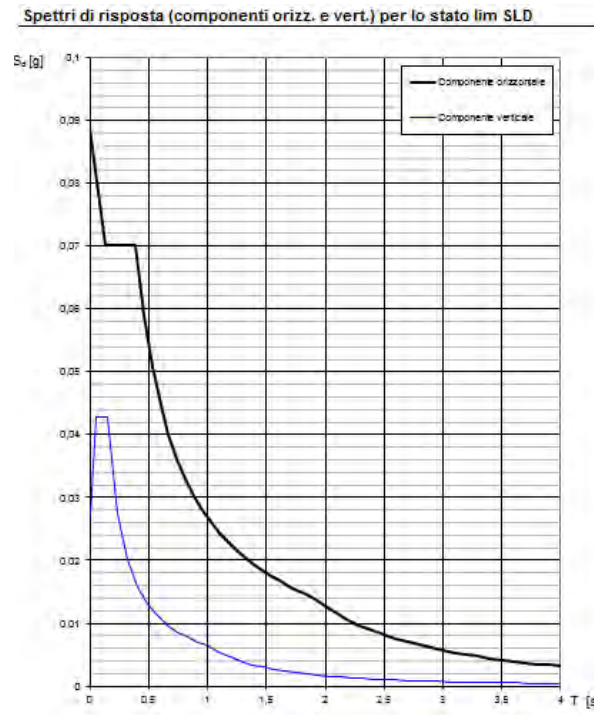


Figura 42. Spettri di risposta (componenti orizz._vert.) per lo SLD

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 69. 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;

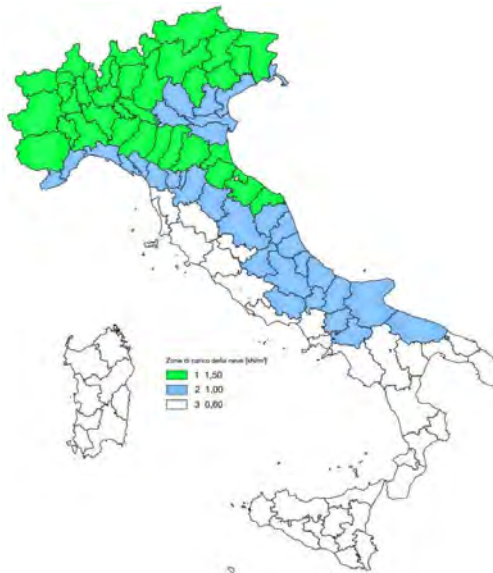


Figura 43. Zone di carico della neve

- 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 70. 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	280	68	0,8	1	1	55

Tabella 71. 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 44. Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Figura 45. 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	280	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 72. 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 73. 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 74. Definizione delle categorie di esposizione

q_r	Rugosità	Esposizione	$c_e(z)$	$c_e(z_{min})$
456	B	III	2,257	1,708

Tabella 75. 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:

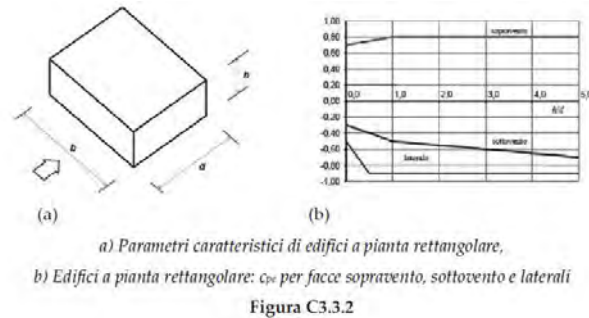


Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

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 76. 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	10	12	0.80	0.80	-0,51

Tabella 77. 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.

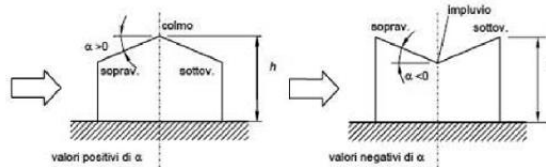


Figura 46. Schema di riferimento per coperture a doppia falda

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

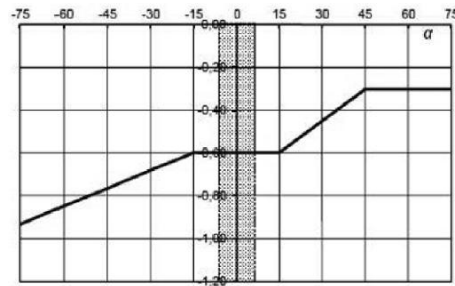


Tabella 80. Coperture a doppia falda, grafico del c_{pe} con vento perpendicolare al colmo

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)	467	-553
p_{max} (daN/m ²)	618	-731
Copertura	Sopravento	Sottovento
p (daN/m ²)	-721	-721

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.

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 Frascati

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	FRASCATI
PROVINCIA	ROMA
REGIONE	LAZIO
ZONA CLIMATICA	D
GG	1818
PERIODO RISCALDAMENTO	12 ore giornaliere: 1 NOV- 15 APR

Tabella 81. Dati climatici comunali

2.2. Tipologia edifici


Di seguito si riporta la tabella riepilogativa che raggruppa tutte le tipologie edilizie individuate.


CITTA'	TIPOLOGIA	INDIRIZZO
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 2-4
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 6-8
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 10-12
FRASCATI	FS01	VIA P. TOGLIATTI 14-16
FRASCATI	FS02	VIA P. TOGLIATTI 18-20
FRASCATI	FS02	VIA P. TOGLIATTI 22-24
FRASCATI	FS02	VIA MORANDI 2-4
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 2-4-6-8
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 1-5-7
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 9-11-13-15
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 17-19-21-23
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 25-27-29-31
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 10-12-14-16
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 18-20-22-24
FRASCATI	FS03	VIA S. DOMENICO SAVIO 26-28-30-32
FRASCATI	FS04	VIA MORANDI R. 6-8
FRASCATI	FS04	PIAZZA MORANDI 1-2
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - A
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - B
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - C
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - D
FRASCATI	FS05	VIA E. DE NICOLA 12 - E


Tabella 82. 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 FS01	
Ubicazione	Frascati (RM), via P.Togliatti, 2-4/6-8/10-12/14-16
	
Anno di costruzione	1978
Struttura portante	Telaio C.A.
Numero di piani	4
Superficie netta totale	1629
Unità immobiliari	16
Numero di scale	2
Tipologia di riscaldamento	Autonomo
Tamponature	MCV01
Solaio di copertura	COP04
Solaio primo impalcato	SOL08
Serramenti	Infissi in legno e vetro singolo

TIPOLOGIA FS02	
Ubicazione	<p>Frascati (RM), via Togliatti, 18-20/22-24 via Morandi, 2-4</p> 
Anno di costruzione	1978
Struttura portante	Telaio C.A.
Numero di piani	4
Superficie netta totale	1783
Unità immobiliari	18
Numero di scale	2
Tipologia di riscaldamento	Autonomo
Tamponature	MCV01
Solaio di copertura	COP04
Solaio primo impalcato	SOL08
Serramenti	Infissi in legno e vetro singolo

TIPOLOGIA FS03	
Ubicazione	<p>Frascati (RM), via D. Savio, 2-8/1-7/9-15/17-23/25-31/10-16/18-24/26-32</p>
	
Anno di costruzione	1952
Struttura portante	Telaio C.A.
Numero di piani	2
Superficie netta totale	378
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 FS04	
Ubicazione	<p>Frascati (RM), P.zza Morandi, 1-2 via Morandi, 6-8</p> 
Anno di costruzione	1978
Struttura portante	Telaio C.A.
Numero di piani	4
Superficie netta totale	1813
Unità immobiliari	18
Numero di scale	2
Tipologia di riscaldamento	Autonomo
Tamponature	MCV01
Solaio di copertura	COP04
Solaio primo impalcato	SOL08
Serramenti	Infissi in legno e vetro singolo

TIPOLOGIA FS05	
Ubicazione	Frascati (RM), via de Nicola, 12
	
Anno di costruzione	1982
Struttura portante	Telaio C.A.
Numero di piani	3
Superficie netta totale	638
Unità immobiliari	9
Numero di scale	1
Tipologia di riscaldamento	Autonomo
Tamponature	MCV01
Solaio di copertura	COP03
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

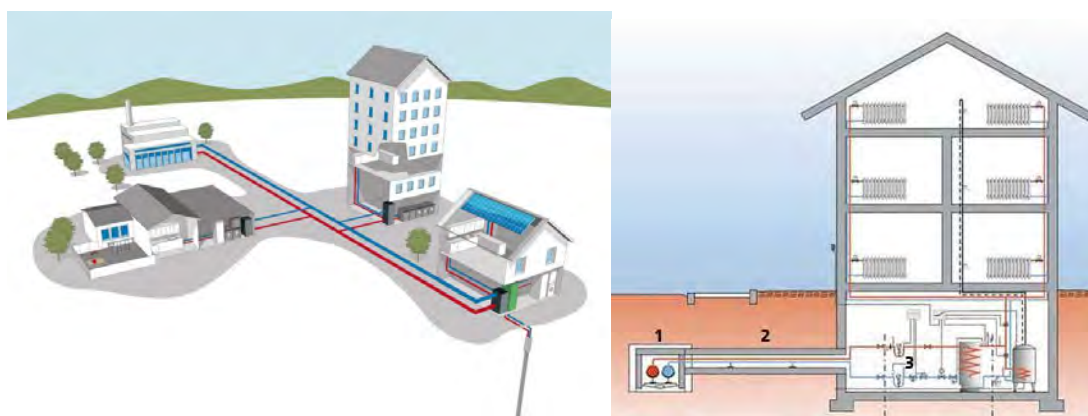


Figura 47. Schema esplicativo impianto termico

Di seguito è riportata una tabella riassuntiva, contenente i principali dati relativi alle centrali che vengono realizzate nel presente Comune.

TIPOLOGIA	INDIRIZZO	ALLOGGI [n°]	SUP Totale [m²]	Centrale Termica	Area riscaldata CT [m²]	Dispersioni [W/mq]	Potenza per riscaldamento [kW]	Potenza Totale per riscaldamento [kW]	Volume ACS [l]	Potenza ACS [kW]	Potenza Totale ACS [kW]	Pot. Totale generatore [kW]	Pot. di picco fotovoltaico [kWp]
FS1	VIA P. TOGLIATTI 2-4	16	1629	FS1	6516	38	61,9	248	1300	35	105	353	12,8
FS1	VIA P. TOGLIATTI 6-8	16	1629			38	61,9		1300	35			12,8
FS1	VIA P. TOGLIATTI 10-12	16	1629			38	61,9		1300	35			12,8
FS1	VIA P. TOGLIATTI 14-16	16	1629			38	61,9		1300	35			12,8
FS2	VIA P. TOGLIATTI 18-20	18	1783	FS2-FS4	9011	38	67,8	342,4	1400	40	200	542	7,8
FS2	VIA P. TOGLIATTI 22-24	18	1783			38	67,8		1400	40			7,8
FS2	VIA MORANDI R. 2-4	18	1783			38	67,8		1400	40			18,6
FS4	PIAZZA MORANDI 1-2	18	1831			38	69,6		1400	40			7,8
FS4	VIA MORANDI R. 6-8	18	1831			38	69,6		1400	40			18,6
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 2-4-6-8	4	378	FS3	3024	39	14,7	117,9	350	10	80	198	6,5
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 1-5-7	4	378			39	14,7		350	10			6,5
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 9-11-13-15	4	378			39	14,7		350	10			6,5
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 17-19-21-23	4	378			39	14,7		350	10			6,5
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 25-27-29-31	4	378			39	14,7		350	10			6,5
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 10-12-14-16	4	378			39	14,7		350	10			6,5
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 18-20-22-24	4	378			39	14,7		350	10			6,5
FS3	VIA S. DOMENICO SAVIO 26-28-30-32	4	378			39	14,7		350	10			6,5
FS5	VIA E. DE NICOLA 12	9	638	FS5	3190	40	25,5	127,6	750	21	105	233	8,7
FS5	VIA E. DE NICOLA 12	9	638			40	25,5		750	21			8,7
FS5	VIA E. DE NICOLA 12	9	638			40	25,5		750	21			8,7
FS5	VIA E. DE NICOLA 12	9	638			40	25,5		750	21			8,7
FS5	VIA E. DE NICOLA 12	9	638			40	25,5		750	21			8,7

Tabella 83. 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 FS01, FS02-FS04, FS03 e FS05.



Figura 48. Edifici serviti dalla centrale termica FS02-FS04



Figura 49. Edifici serviti dalla centrale termica FS01



Figura 50. Edifici serviti dalla centrale termica FS03



Figura 51. Edifici serviti dalla centrale termica FS05

Legenda

- area di pertinenza della centrale termica
- installazione pannelli solari
- installazione pannelli fotovoltaici