LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI AGRIGENTO

(L.R.15/2015) ex Provincia Regionale di Agrigento

SETTORE INFRASRUTTURE STRADALI, EDILIZIA SCOLASTICA, PATRIMONIO E MANUTENZIONE

"Servizio Edilizia Scolastica"



PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO ANTISISMICO, IMPIANTISTICO E FUNZIONALE
ISTITUTO D'ARTE "G. BONACHIA" DI SCIACCA
CODICE EDIFICIO ARES 0840411628 - 084041629. CUI L80002590844202200008 -
CUP: B81B22001100001

Allegato: D_3

Relazione di Calcolo delle Strutture e Geotecnica - Ante Operam

IL PROGETTISTA

Ing. Michelangelo Di Carlo

Agrigento, li 02 LUG. 2026

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

- **PROGETTISTA:**

Ing. Michelangeo Di Carlo

- **GEOMETRI PROGETTISTI:**

Geom Carmelo Filorizzo
Geom. Calogero Gioacchino Meli

- **COORD. SICUREZZA:**

Geom Carmelo Filorizzo

- **GEOLOGO**:

Dott. Geol. Marzio Tuttolomondo

- **VERIFICATORE**:

Ing. Filippo Napoli

- **RUP**:

Arch. Alfonso Giulio

Verificato ai sensi dell'art. 42 c.3 D.Lgs 36/2023

IL VERIFICATORE

Ing. Filippo Napoli

Agrigento, li 03 LUG. 2026

Validazione ai sensi dell'art. 42 c.4 del D.Lgs 36/2023 e ss.mm.ii.

IL R.U.P.

Arch. Alfonso Giulio

Agrigento, li 03 LUG. 2026

Sommario

1. PREMESSA 3
1.1. Generalità 3
1.2. Descrizione del contesto edilizio e studi precedenti 3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 10
3. CODICI DI CALCOLO E MODELLAZIONE 11
4. ANALISI STRUTTURALE 12
4.1. Descrizione dell'opera 12
4.1. Carichi statici 12
4.1. Carichi sismici 16
5. VALUTAZIONE DELLO STATO DI FATTO 19
5.1. Descrizione dell'intervento strutturale e del tipo di dissipazione 30

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda gli interventi di adeguamento antisismico, impiantistico e funzionale dell'Istituto "G. Bonachia" di Sciacca – Codice edificio ARES 0840411628 – 0840411629. CUI L80002590844202200008 – CUP: B81B22001100001 -

Sulla base della documentazione rinvenuta, dei sopralluoghi effettuati e delle indagini integrative condotte è stato sviluppato il presente progetto.

1.1. Generalità

La presente relazione di calcolo delle strutture ante operam ha lo scopo di illustrare lo stato di sicurezza del sistema strutturale allo stato di fatto dell'istituto di istruzione d'arte "G. Bonachia" sito nel Comune di Sciacca (AG) le cui coordinate di latitudine e longitudine sono:

Sistema di riferimento WGS84

- Latitudine 37.514576° N
- Longitudine 13.079757°E

Gli interventi in oggetto riguardano delle costruzioni esistenti e sono stati inquadrati all'interno della categoria di interventi di adeguamento ovvero interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente conseguendo i livelli di sicurezza fissati al §8.4.3 delle NTC 2018.

La relazione si articola come di seguito descritto:

- Descrizione dell'opera;
- Verifica della sicurezza strutturale ante-operam;
- Interventi da adottare.

1.2. Descrizione del contesto edilizio e studi precedenti

L'istituto, la cui realizzazione conserva la destinazione originaria di struttura per l'istruzione, essendo tuttora sede scolastica frequentata per le attività scolastiche, è collocato nel centro urbano del comune di Sciacca e consta globalmente di n. 6 corpi di fabbrica denominati:

- Corpo A;
- Corpo B;

- Corpo C;
- Corpo D;
- Corpo E (palestra);
- Corpo F (porticato esterno).

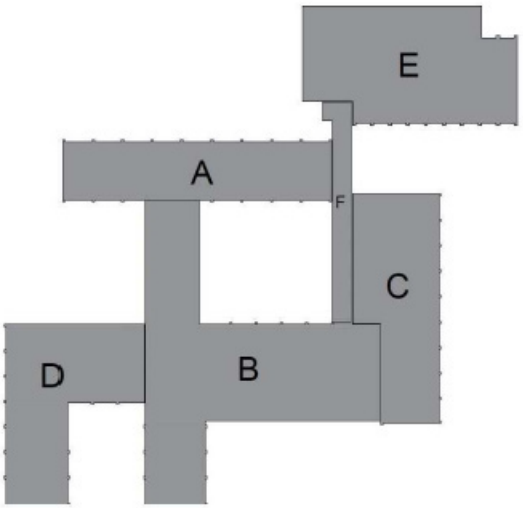


Figura 1.1 – Suddivisione dei corpi

Si riportano di seguito le dimensioni ed il numero di impalcati dei corpi in pianta. Il corpo F essendo un porticato non verrà preso in considerazione in questa relazione.

Corpo	n. Impalcati	Dimensione
Corpo A	2	40.40 m x 8.8 m – H = 8,10 m
Corpo B	2	45 m x 35.30 m – H = 8,10 m
Corpo C	2	13.05 m x 34.35 m – H = 8,10 m
Corpo D	2	20.60 m x 27.00 m – H = 8,10 m
Corpo E	2	32.30 m x 17.60 m – H = 8,10 m

Il corpo A presenta pianta regolare, di forma rettangolare, delle massime dimensioni esterne di 40.40 m x 8.80 m con due piani fuori terra ciascuno di superficie pari a 355 m^2 circa. L'altezza di interpiano è pari a 3.50 m.



Figura 1.2 – Edificio A

L'edificio B presenta una pianta a T, dalle massime dimensioni esterne di 45.00 x 35.30 m con due piani fuori terra ciascuno di superficie pari a 627 m^2.



Figura 1.3 – Edificio B

L'edificio C presenta una pianta ad L dalle dimensioni massime esterne di 13.05 x 34.50 m con due piani fuori terra ciascuno di superficie pari a 385 m^2.



Figura 1.4 – Edificio C

L'edificio D presenta una pianta ad L dalle dimensioni massime esterne di 20.60 x 27.00 m con due piani fuori terra ciascuno di superficie pari a 383 m^2.



Figura 1.5 – Edificio D

L'edificio E presenta una pianta pressochè rettangolare dalle massime dimensioni esterne di 32.30 x 17.60 m con un piano fuori terra e due impalcati di copertura posti ad altezze differenti (spogliatoi e palestra). La superficie complessiva è di circa 518 m^2.



Figura 1.6 – Edificio E

Lo scopo del presente progetto è quello di adeguare sismicamente tramite l'ausilio di esoscheletri in acciaio collegati rigidamente alla struttura esistente tramite dissipatori viscosi.

I corpi sono strutturalmente indipendenti e sono costituiti da una struttura portante in cemento armato a elevazione multipla con copertura piana impermeabilizzata realizzata con solaio in latero-cemento. Le fondazioni sono del tipo a trave rovescia.

La documentazione fornita preliminarmente a questo progetto di fattibilità delle strutture consiste nell'esecuzione di indagini diagnostiche e verifiche tecniche finalizzate alla valutazione del rischio sismico a cura dell' ing. Domenico Masciandaro. Da tali rilievi e studi si evince che per tutti i corpi lo schema strutturale riscontrato è quello dei telai in c.a. Gli elementi verticali sismo-resistenti sono pilastri rettangolari 40x60 cm per i corpi della scuola (A, B, C, D). Per quanto riguarda le travi di piano, queste sono ordite generalmente nei due sensi e si presentano del tipo "fondo", con altezza 40x60 cm. I solai risultano essere tutti latero-cementizi con travetti gettati in opera, di altezza pari a H = 25+5 cm per gli interpiani e copertura piane dei corpi scuola (A, B, C, D). Per quanto riguarda le fondazioni, non è stato possibile ispezionarle e si è pertanto ipotizzato che siano di tipologia a "T"

rovescia. Per il corpo Palestra lo schema strutturale riscontrato è quello dei telai in c.a. Gli elementi verticali sismoresistenti sono pilastri rettangolari 50x75 cm, mentre negli spogliatoi 40x60 cm. Per quanto riguarda le travi di piano, queste sono ordite generalmente nei due sensi e si presentano del tipo "fondo", con altezza 40x60 cm nello spogliatoio della palestra, e 50x100 cm per le travi di copertura della palestra. I solai risultano essere tutti latero-cementizi con travetti gettati in opera, di altezza pari a H = 16+4 cm. Per quanto riguarda le fondazioni, anche qui è stato ipotizzato che siano di tipologia a "T" rovescia;

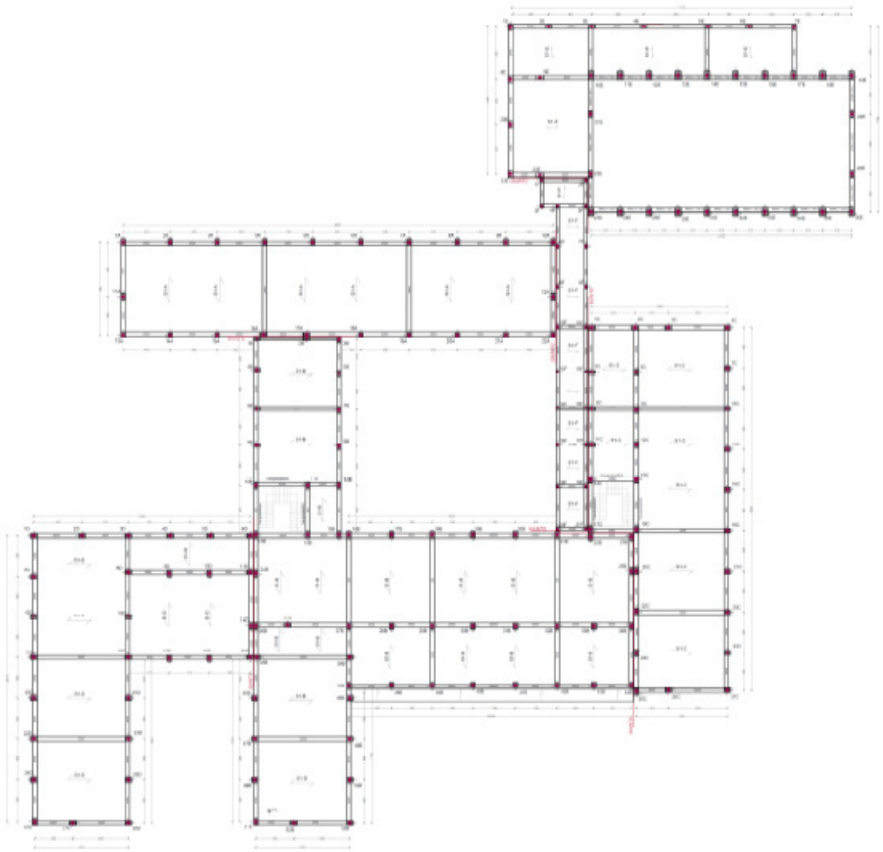


Figura 1.7 – Carpenteria primo impalcato

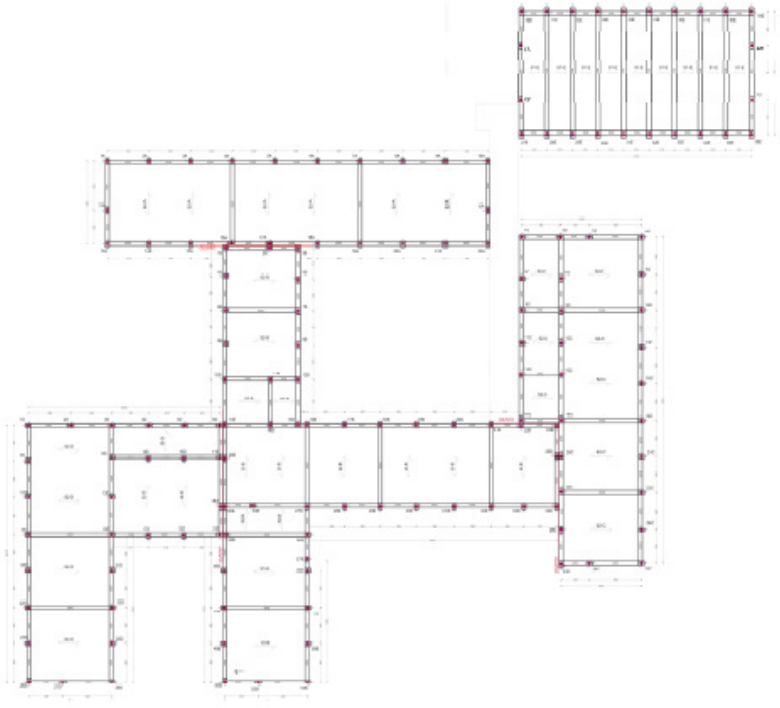


Figura 1.8 – Carpenteria secondo impalcato

Il periodo di costruzione del plesso scolastico è databile intorno al 1970 pertanto la normativa sulle costruzioni vigente in quel periodo era il Regio Decreto n.2229 del 16/11/1939. Dalle prove distruttive sono stati ottenuti valori di resistenza cilindrica del calcestruzzo molto bassi e pari a f_{ck} = 14.84 MPa mentre per quanto concerne il modulo elastico valori medi pari a E = 23429 MPa. Tali valori sono stati utilizzati anche nell'analisi pushover ai fini delle vulnerabilità sismiche da cui si evince f_{ck} = 12.3 MPa e f_{cd} = 8.2 MPa. Per quanto concerne l'acciaio, tramite prove, è stato ricavata una resistenza media a trazione delle barre pari a 416.4 MPa.

Sulla base di tali approfondimenti si è ritenuto possibile aver raggiunto un livello di conoscenza adeguato LC2 con fattore di confidenza FC = 1.20.

Dagli studi geologici, invece, è stato possibile inquadrare la categoria di suolo di fondazione di tipo C in accordo alle NTC 2018, ovvero depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15<N_{SPT30}<50$ nei terreni a grana grossa, $70<C_{u30}<250$ kPa nei terreni a grana fina). Per quanto concerne la categoria topografica si ha T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazioni inferiori a 15°).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La valutazione dei livelli di sicurezza statica e sismica dell'edificio è stata eseguita con riferimento alle norme tecniche italiane vigenti e secondo le direttive europee di seguito menzionate.

Norme di carattere generale

- **Legge n. 1086 del 05 Novembre 1971** – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Strutture

- **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)** di cui al D.M. 17.01.2018;
- **Circolare Esplicativa n.7 del 21/01/2019** – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17.01.2018;
- **Eurocodice 0 (EN 1990)** – Criteri generali di progettazione strutturale;
- **Eurocodice 1 (EN 1991)** – Azioni sulle strutture;
- **Eurocodice 2 (EN 1992)** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- **Eurocodice 3 (EN 1992)** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- **Eurocodice 8 (EN 1993)** – Progettazione delle strutture in acciaio;
- **Classificazione di resistenza al fuoco di prodotto ed elementi costruttivi di opere da costruzione** di cui al **D.M. 16/02/2007**;
- **UNI EN 206** – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- **UNI EN 11104** – Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.

Terreni e Fondazioni

- **Decreto Ministero 11 Marzo 1988** – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Circolare Ministero LL.PP. n. 30483 del 24 settembre 1988** – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre.
- **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)** di cui al D.M. 17.01.2018.

3. CODICI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

La struttura oggetto di studio, caratterizzata da pilastri, travi e solaio in latero-cemento avente funzione di piano rigido è stata modellata avvalendosi di codice di calcolo agli elementi finiti PRO_SAP di 2SI di sicura e accertata validità. In merito al punto 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Affidabilità dei codici di calcolo utilizzati) si fa riferimento al Documento di Affidabilità "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP" disponibile per il download sul sito: https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/.

Gli elementi finiti utilizzati nel modello di calcolo risultano essere:

- Elementi beam definiti tramite due nodi nello spazio ed un terzo nodo usato per gestire l'orientamento della sezione della trave nello spazio. L'elemento beam ha tre gradi di libertà traslazionali e tre gradi di libertà rotazionali. Agli estremi dell'elemento sono determinate le sei componenti di sollecitazione: tre momenti (torcente e due flettenti), sforzo assiale e due sforzi taglianti.

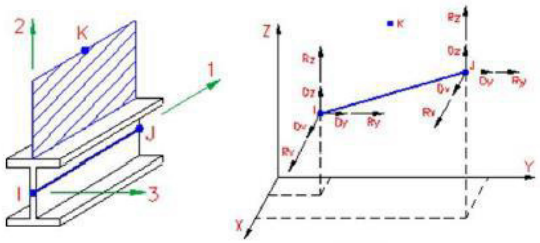


Figura 3.1 – Elemento beam

4. ANALISI STRUTTURALE

4.1. Descrizione dell'opera

Per le strutture sono stati scelti i seguenti parametri:

- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso III
- Coefficiente d'uso 1.5
- Periodo di riferimento per l'azione sismica 75 anni
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria di topografica T1
- Liquefazione Nessun rischio

4.1. Carichi statici

Dalla documentazione fornita preliminarmente a questo progetto di fattibilità delle strutture, sono stati evinti i seguenti carichi:

Carichi permanenti strutturali G_{k1}

Impalcato	Solai (kN/m^2)
Fondazione	3.85
Impalcato 1	3.85
Impalcato 2	3.85

Palestra

Impalcato	Solai (kN/m^2)
Fondazione	2.30
Impalcato 1	2.30

Carichi permanenti non strutturali G_{k2}

Impalcato	Solai (inclusa incidenza tramezzi) (kN/m^2)	Scale + pianerottoli (inclusa incidenza tramezzi) (kN/m^2)	Tamponatura perimetrale in blocchi di laterizio forati (40 cm) (kN/m^2)
Fondazione	3.00	1.00	4.10
Impalcato 1	3.00	1.00	4.10
Impalcato 2	1.20		

Palestra

Impalcato	Solai (inclusa incidenza tramezzi) (kN/m^2)	Tamponatura perimetrale in blocchi di laterizio forati (40 cm) (kN/m^2)
Fondazione	1.00	4.10
Impalcato 1	1.00	

Carichi variabili Qk

Impalcato	Solai (kN/m^2)	Solai comuni e pianerottolo (kN/m^2)	Solai di piano – aula archivio (cat. E)
Fondazione	3.00	4.00	6.00
Impalcato 1	3.00	4.00	6.00
Impalcato 2	0.50 (cat H)		

Palestra

Impalcato	Solai (kN/m^2)
Fondazione	3.00
Impalcato 1	0.50 (cat H)

Carico da neve

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota as ≤ 1500 m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini as ≥ 1500 m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): 65 [m]

1.2 zona: Zona III

Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	q_{sk} = 1,50 kN/m² $a_s \le 200$ m q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)²] kN/m² $a_s > 200$ m
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	q_{sk} = 1,50 kN/m² $a_s \le 200$ m q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)²] kN/m² $a_s > 200$ m
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	q_{sk} = 1,00 kN/m² $a_s \le 200$ m q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)²] kN/m² $a_s > 200$ m
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	q_{sk} = 0,60 kN/m² $a_s \le 200$ m q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481²] kN/m² $a_s > 200$ m



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.
Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti,
il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà TR ≥ 5 anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi d un anno, si assumerà TR≥ 10 anni.

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{sk} valore caratteristico della neve al suolo **0,60** **[kN/m²]**

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta **Ce=1.** Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

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
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

3.1.1 Classe di topografia: **Normale**

Il coefficiente di esposizione vale: c_E **1,00**

3.2 Coefficiente termico

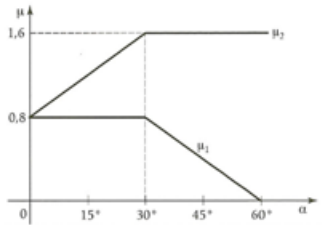
Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente
tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Il coefficiente topografico vale: c_t **1,00**

3.2 Coefficiente di forma

3.2.1 Inclinazione della falda α (1) 0 [deg]
3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



μ1 (α_1)	**0,80**
μ1 (α_2)	**0,80**
μ2 (α)	**0,80**

	0° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60
μ1 (α)	0,80	0.8(60-∩)/30	0,00
μ2 (α)	0.8+0,8 ∩/30	1,60	0,00

q_s (carico neve sulla copertura [N/m²]) = $\mu_i . q_{sk} . C_E . C_t$

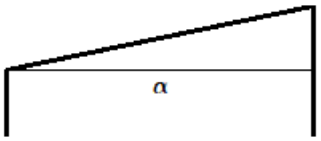
μ_i (coefficiente di forma)
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])
C_E (coefficiente di esposizione)
C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	0 [deg]

μ1	0,80

0,48 kN/mq | μ1



4.1. Carichi sismici

Per quanto concerne le forme spettrali si ha:

Stati limite	0	T_r	a_g (g)	Tc*
SLO	81	45	0.034	2.377
SLD	63	75	0.046	2.366
SLV	10	712	0.145	2.378
SLC	5	1462	0.196	2.434

Tali parametri sono stati inseriti nel software di calcolo come mostrano le immagini che seguono.

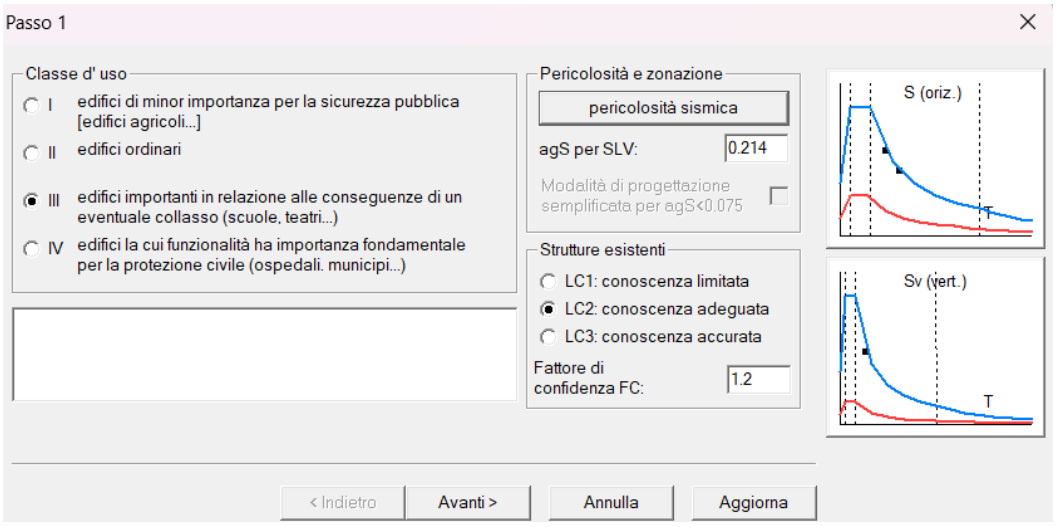


Figura 4.1 – Classe d'uso

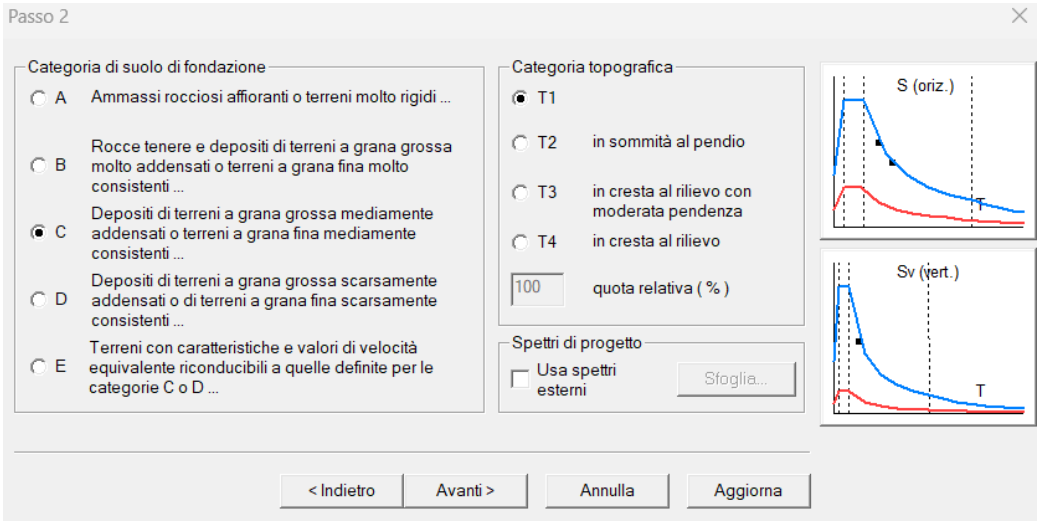


Figura 4.2 – Categoria di sottosuolo e categoria topografica

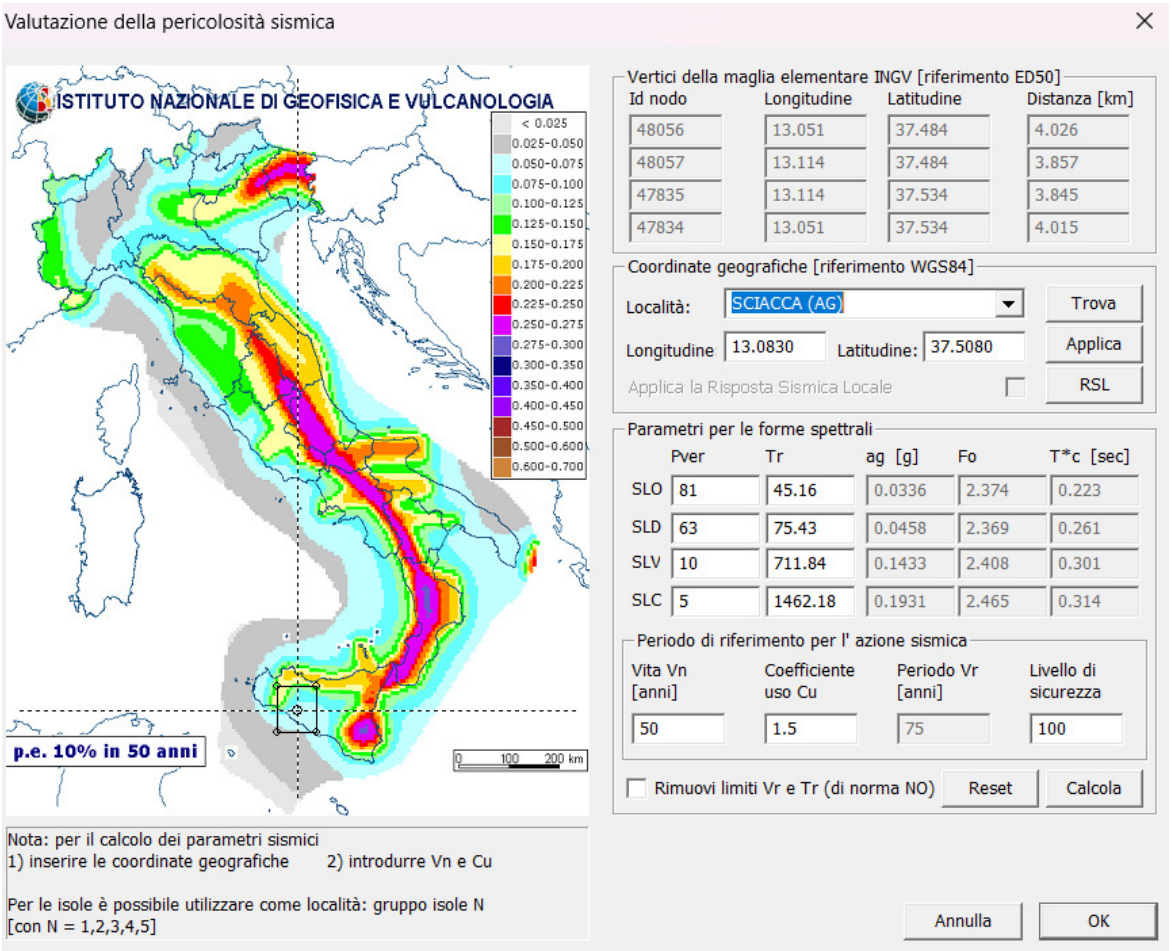


Figura 4.3 – Parametri per le forme spettrali

Di conseguenza si ottengono i seguenti parametri per la costruzione dello spettro di risposta elastico.

		SLD	SLV
S ag		0.069	0.217
TB		0.142	0.157
TC		0.427	0.470
Se(TC)		0.163	0.515
Sd(TC)		0.109	0.343

Ne segue lo spettro elastico per categoria di sottosuolo di tipo C.

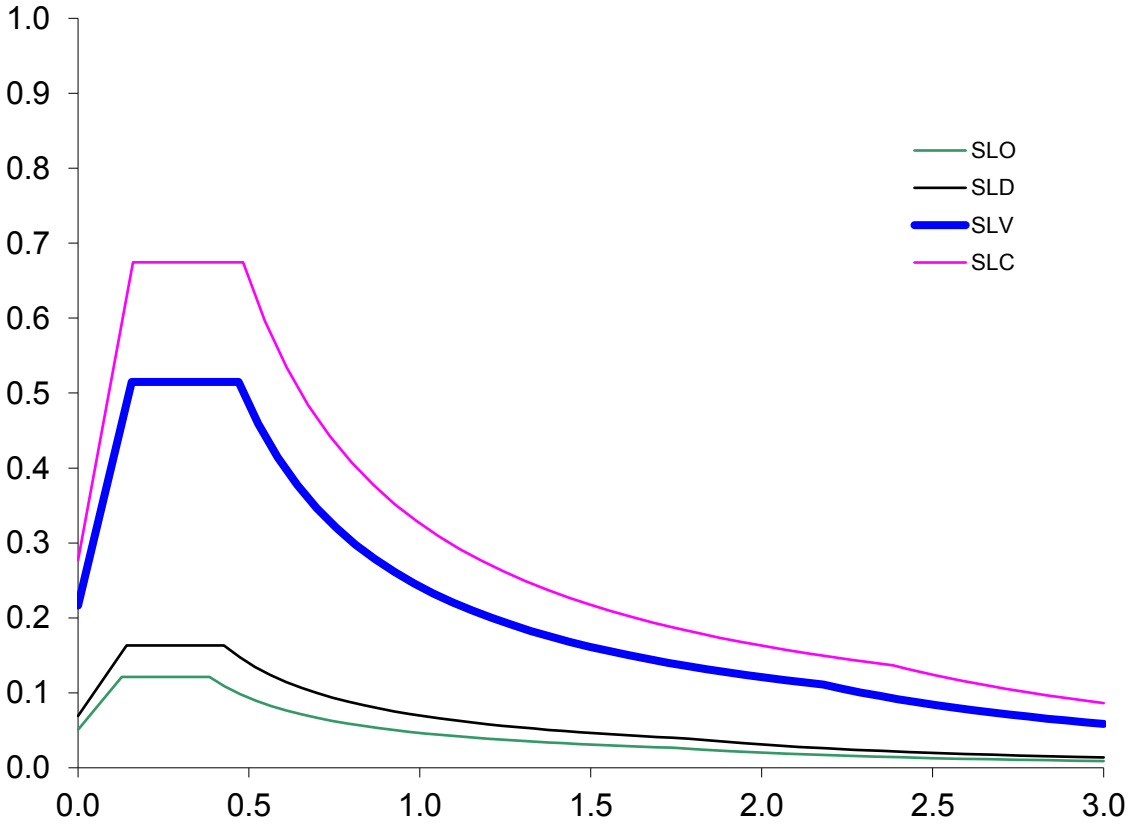


Figura 4.4 – Spettro di risposta elastico

5. VALUTAZIONE DELLO STATO DI FATTO

La valutazione dello stato di fatto è eseguita mediante un'analisi statica non lineare. Tale analisi, comunemente detta analisi di pushover, permette di valutare il comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali, considerando le non linearità presenti nella struttura. Le non linearità possono essere di due tipologie:

- non linearità geometriche, cioè gli effetti del secondo ordine conseguenza della rimozione dell'ipotesi di piccoli spostamenti;

- non linearità meccaniche, dovute al comportamento inelastico dei materiali quali calcestruzzo ed acciaio.

Generalmente gli effetti derivanti dalle non linearità geometriche, a differenza di quelli causati dal comportamento dei materiali, possono essere trascurati e quindi è possibile confondere la configurazione deformata con quella indeformata.

L'analisi di pushover consiste in due fasi:

1) Applicazione dei carichi gravitazionali sulla struttura secondo la combinazione quasi permanente;

2) Applicazione, per la direzione dell'azione sismica considerata, di un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, aventi risultante pari al taglio alla base F_b.

Il sistema di forze orizzontali può essere proporzionale alle masse dell'edificio (PushMassa) oppure ai modi di vibrare dell'edificio (PushMode). Le forze orizzontali naturalmente vengono applicate lungo entrambe le direzioni dell'azione sismica, X e Y, sia in verso positivo che in verso negativo. Tali forze vengono incrementate per step successivi in maniera crescente fino a provocare condizioni di collasso locale o globale e finché il punto di controllo, da noi stabilito, non raggiunge lo spostamento obiettivo d_c (spostamento target). Solitamente il punto di controllo coincide con il baricentro dell'ultimo impalcato. Nel caso in questione è stato fissato in prossimità del baricentro del piano dell'ultimo piano imponendo uno spostamento massimo di 0.50 m.

Monitorando step per step il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo si ottiene il diagramma F_b-d_c che rappresenta la curva di capacità della struttura.

Per poter confrontare correttamente domanda e capacità occorre prima riportare la capacità alle stesse condizioni della domanda operando delle modifiche. Il primo passo prevede di associare al sistema strutturale reale MDOF un sistema strutturale SDOF. La forza F* e d* del sistema equivalente sono

legati rispettivamente al taglio alla base F_b ed allo spostamento del punto di controllo d_u del sistema reale mediante il fattore di partecipazione modale Γ. Per la determinazione dell'energia dissipata dal sistema e dello smorzamento equivalente, è utile sostituire la curva di capacità del sistema equivalente con una curva bilineare, la cui tecnica di bilinearizzazione si basa sul principio di equivalenza energetica cioè si impone l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva bilineare e quella sottesa dalla curva F*-d*. Le NTC 2018 propongono due metodi per l'individuazione del performance point della struttura: Metodo A (N2) e Metodo B (CSM), in questa trattazione si utilizzerà il metodo N2 che è basato sulla determinazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia. Nei grafici di seguito, per ogni caso di spinta, si riportano le curve di capacità nelle due distribuzioni: triangolare (proporzionale alle masse dell'edificio) ed in relazione ai modi di vibrare. Le curve di capacità sono bilinearizzate secondo il metodo N2. Il punto finale della bilineare coincide con la prima rottura che si verifica quindi con il raggiungimento della condizione SLC. Nella trattazione di seguito sulla curva di capacità sono presenti una serie di cerchi colorati che rappresentano la capacità per ogni stato limite disponibile. Ad ogni stato limite corrisponde poi la domanda rappresentata da un limite verticale dello stesso colore dell'indicatore circolare.

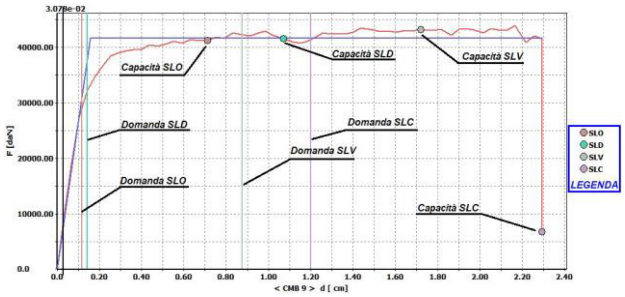
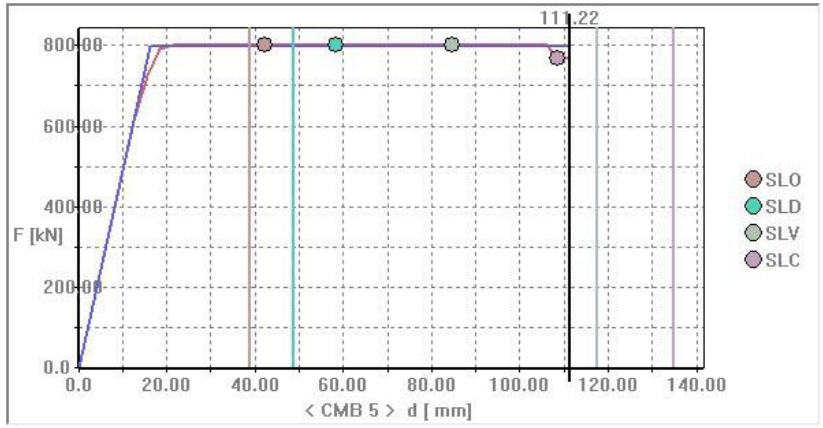


Figura 5.1 – Curve di capacità bilinearizzate

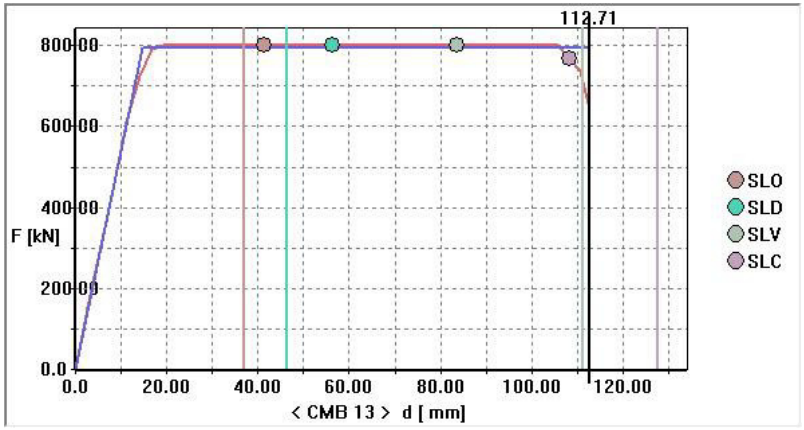
Preme ricordare che prima di intraprendere l'analisi pushover si è provveduto a verificare se le strutture verificassero per soli carichi statici. In caso negativo l'analisi pushover non avrebbe potuto neanche effettuarsi se non applicando correzioni alla struttura per soli carichi verticali. Come era satto già previsto dagli studi di vulnerabilità e applicando i carichi della sezione 5.2, la struttura risulta totalmente verificata.

Direzione 0+

Distribuzione di Forze Triangolare

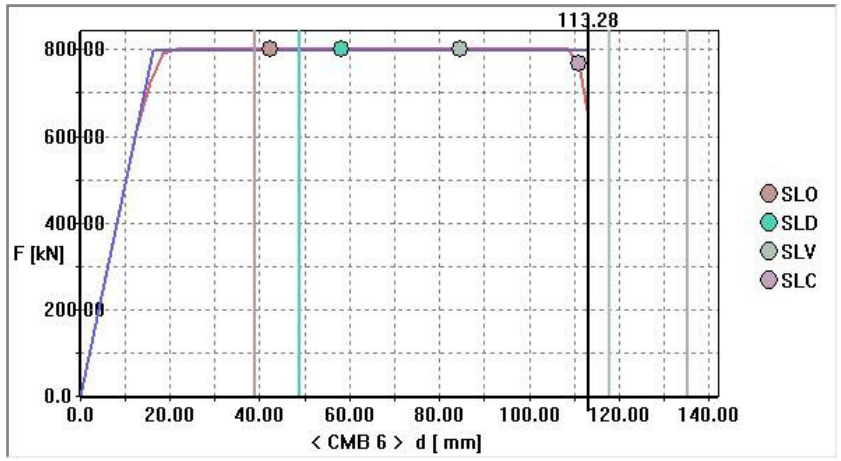


Distribuzione di Forze Uniforme

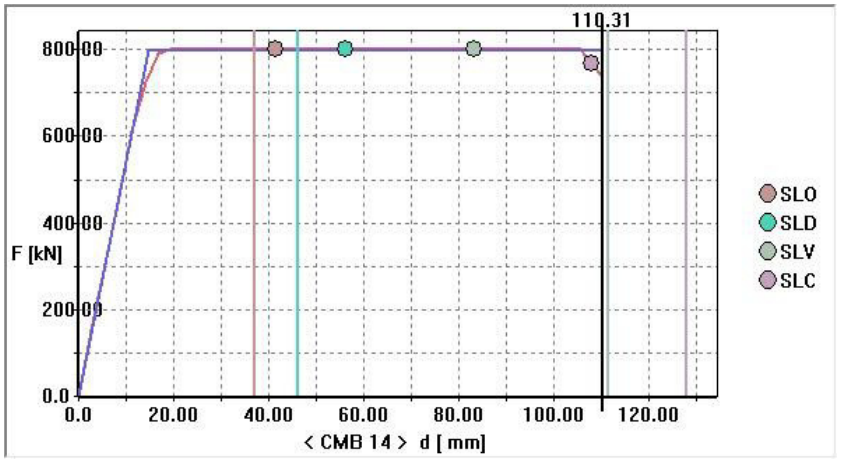


Direzione 0-

Distribuzione di Forze Triangolare

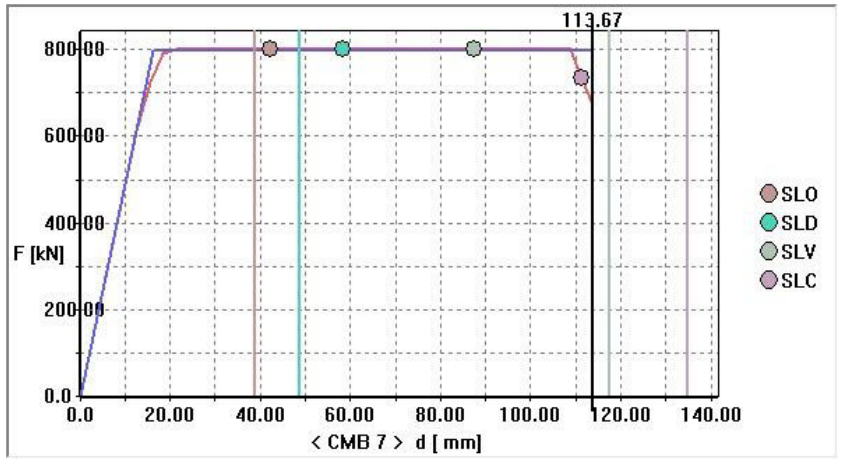


Distribuzione di Forze Uniforme

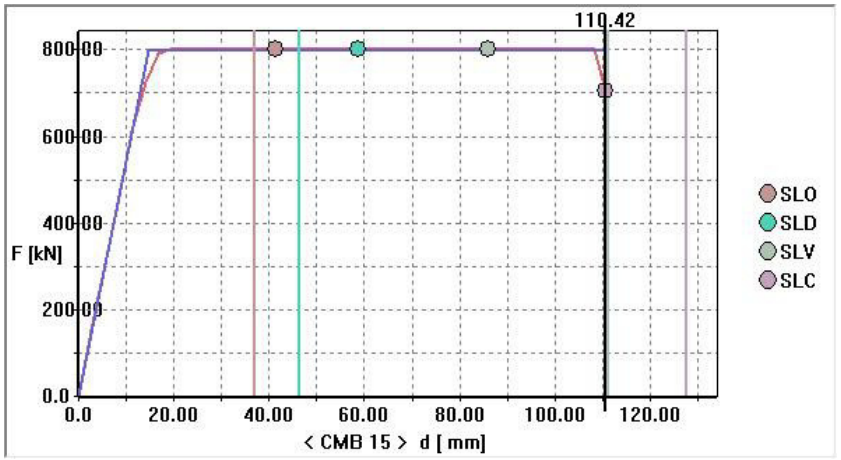


Direzione 180+

Distribuzione di Forze Triangolare

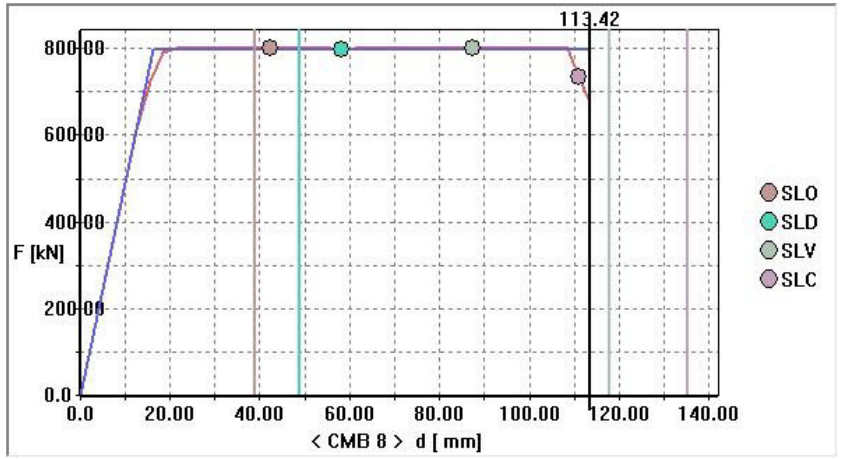


Distribuzione di Forze Uniforme

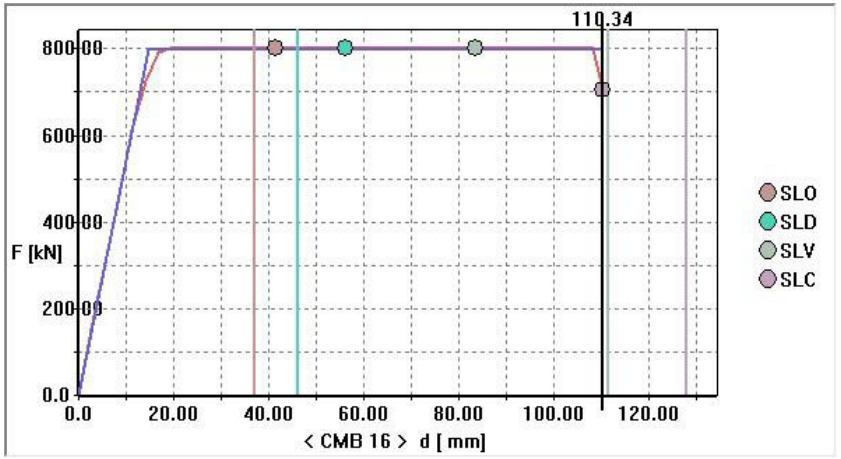


Direzione 180-

Distribuzione di Forze Triangolare

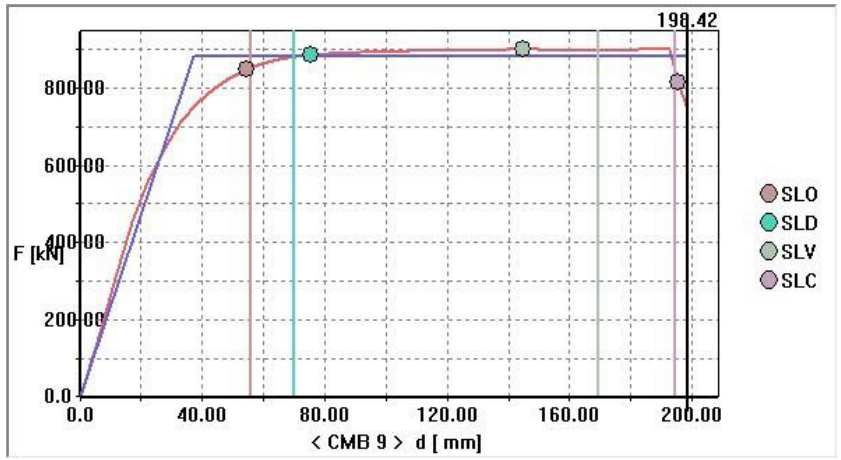


Distribuzione di Forze Uniforme

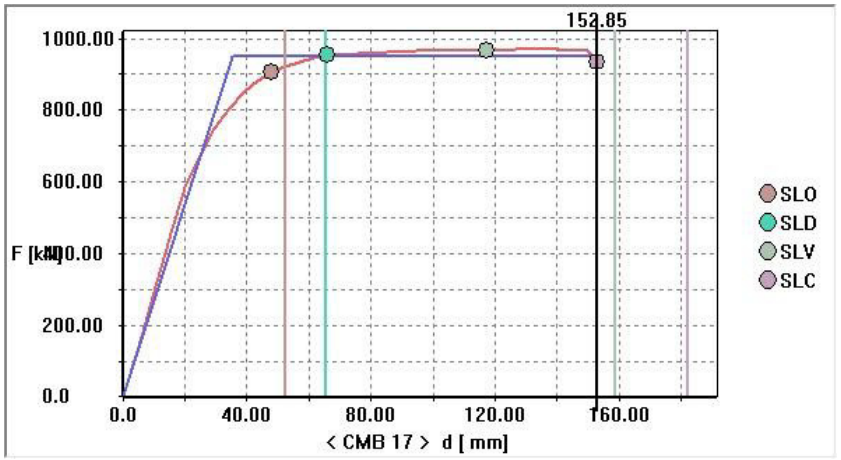


Direzione 90+

Distribuzione di Forze Triangolare

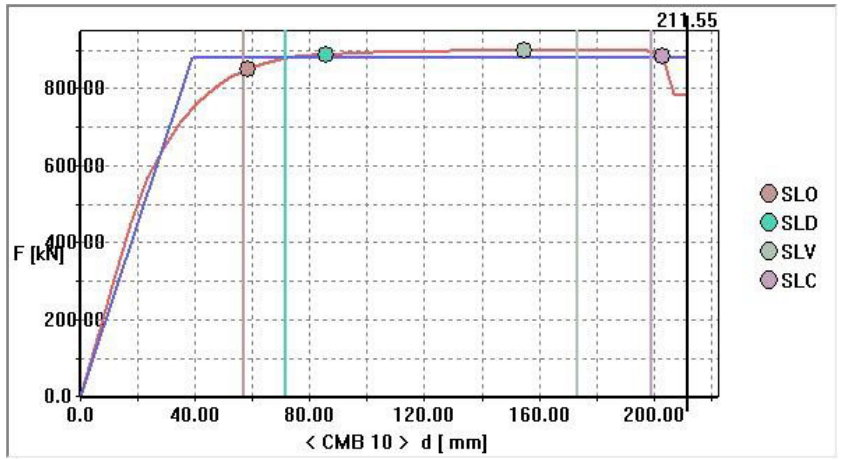


Distribuzione di Forze Uniforme

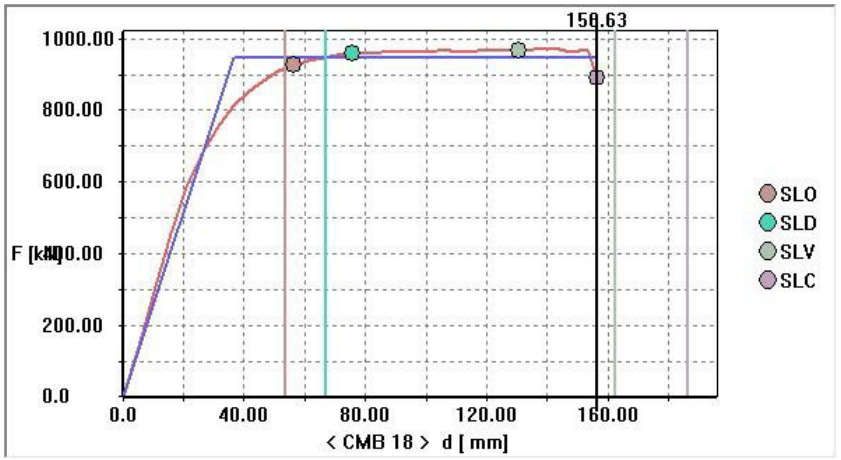


Direzione 90-

Distribuzione di Forze Triangolare



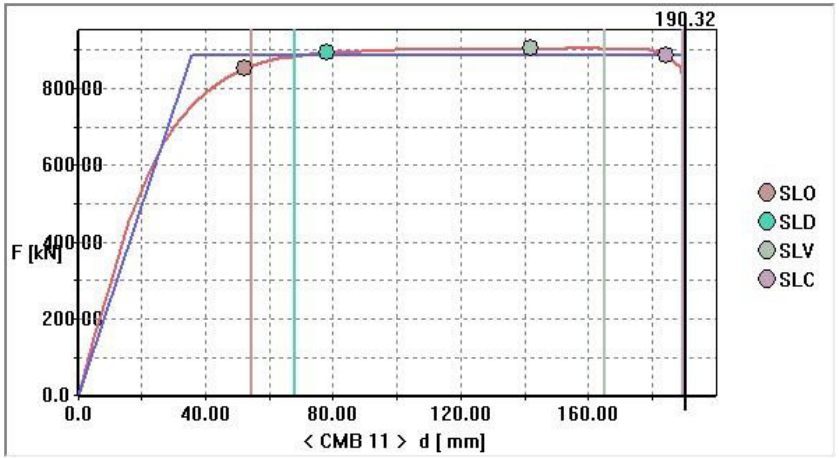
Distribuzione di Forze Uniforme



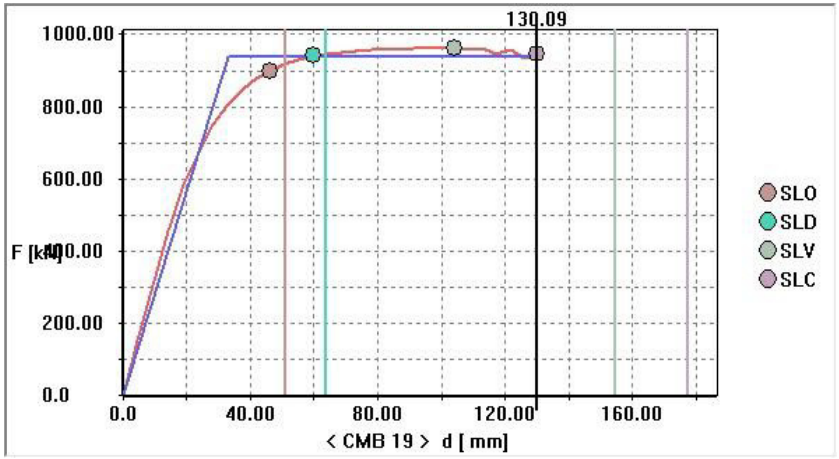
Direzione 270+

Distribuzione di Forze Triangolare

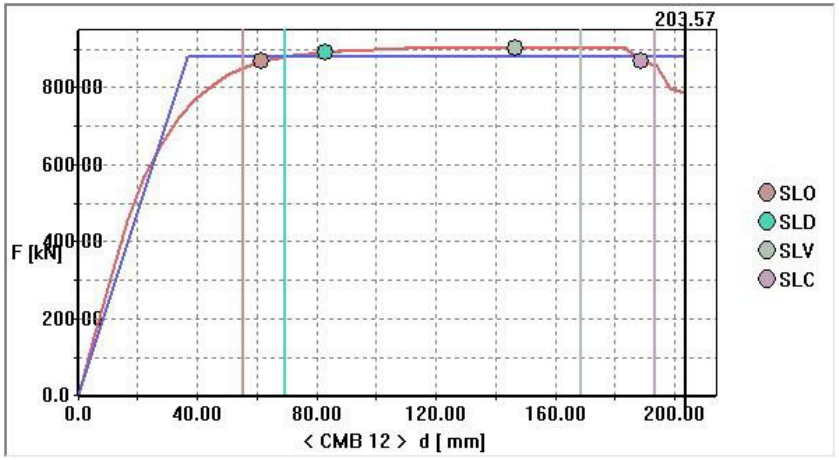
Distribuzione di Forze Uniforme

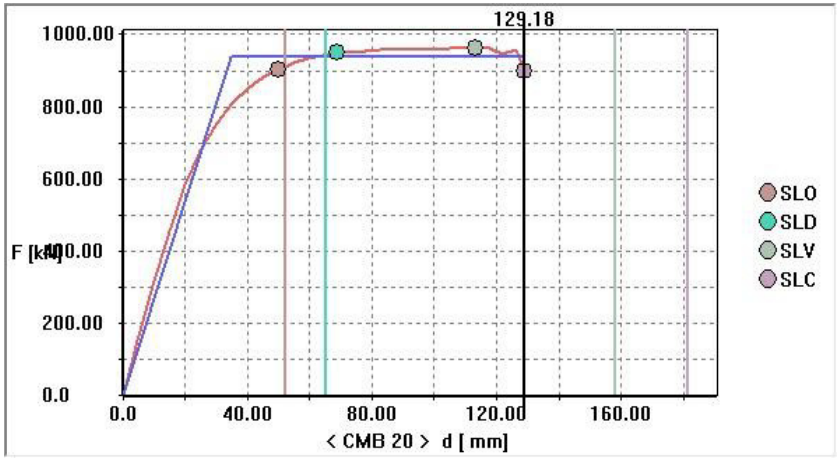


Distribuzione di Forze Triangolare



Distribuzione di Forze Uniforme



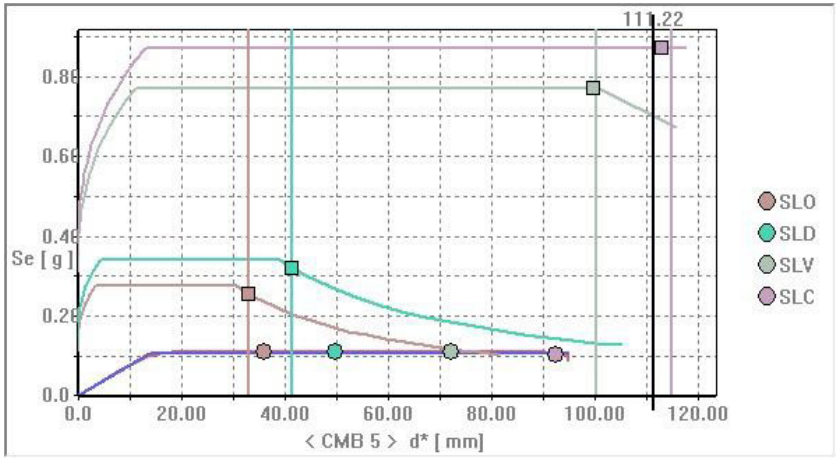


E’ possibile rappresentare la domanda sul piano ADRS (Acceleratio-Displacement response spectrum) S_a – S_d.

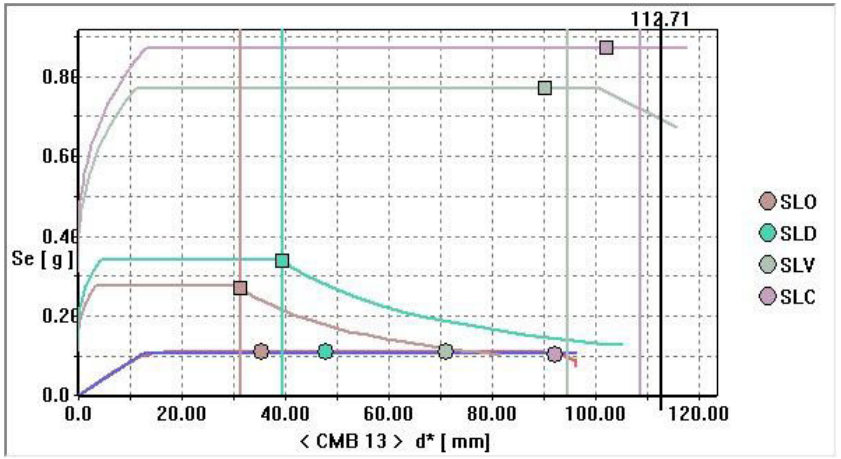
Direzione 0+

Distribuzione di Forze Triangolare

Distribuzione di Forze Uniforme

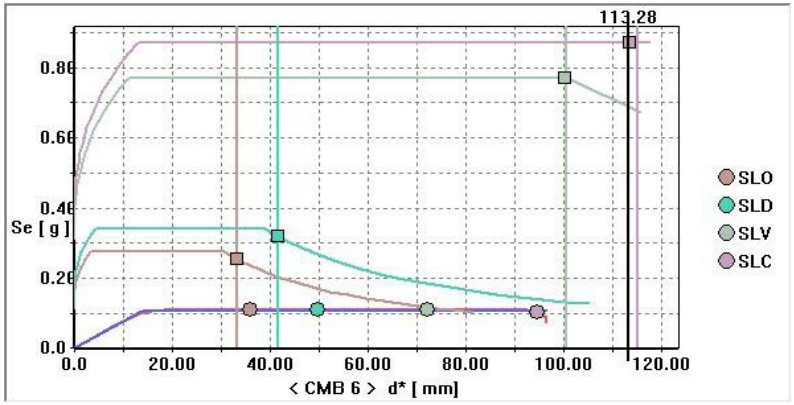


Distribuzione di Forze Triangolare

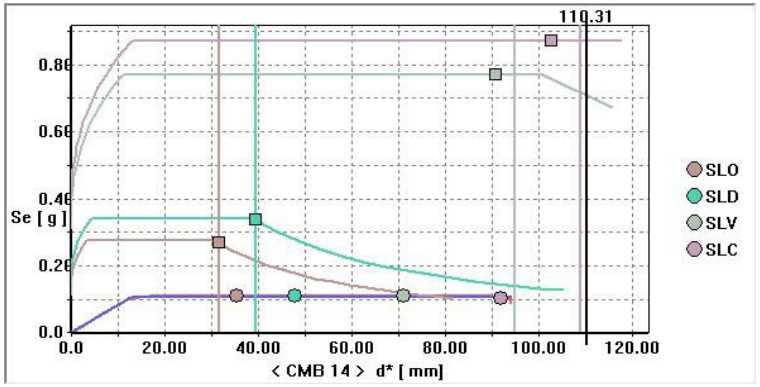


Direzione 0-

Distribuzione di Forze Uniforme

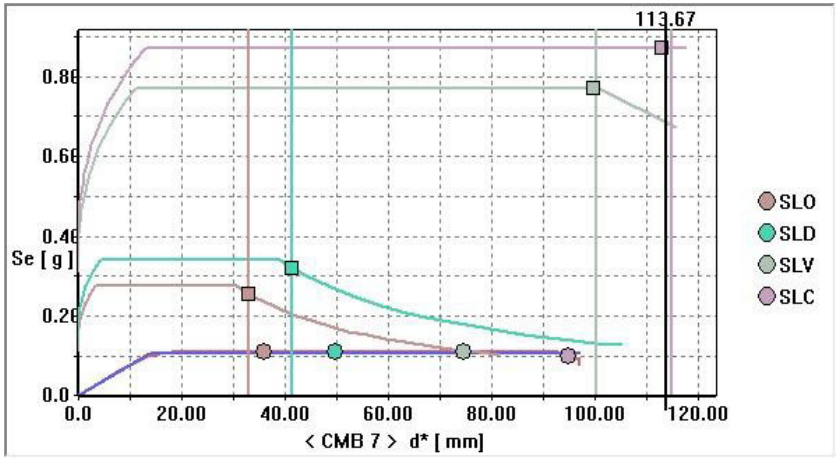


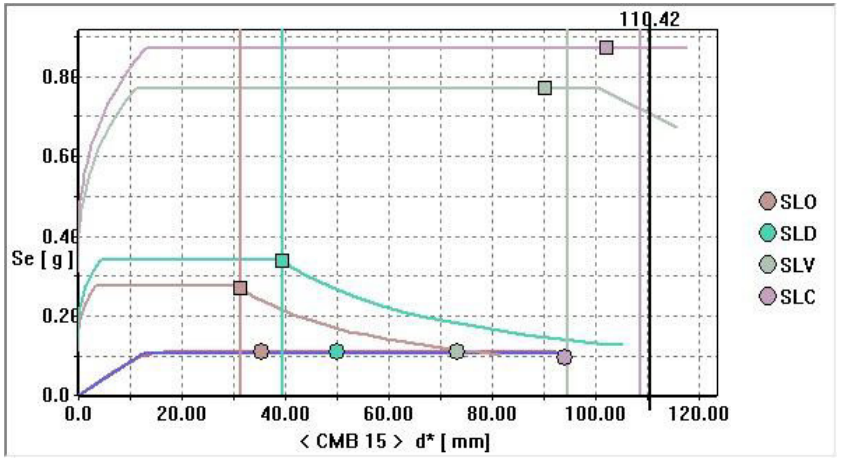
Distribuzione di Forze Triangolare



Direzione 180+

Distribuzione di Forze Uniforme

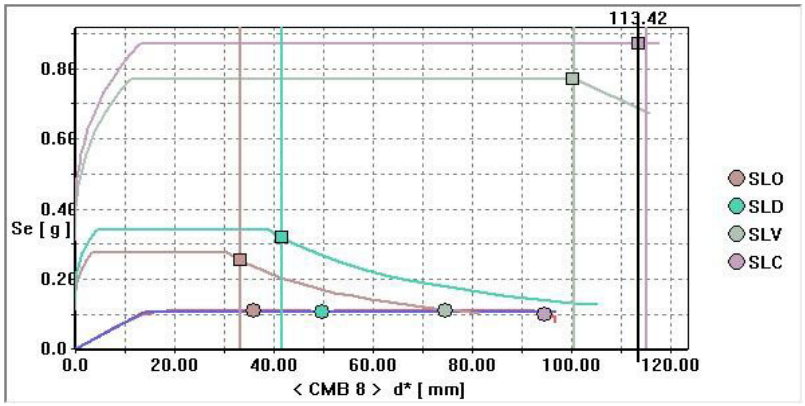


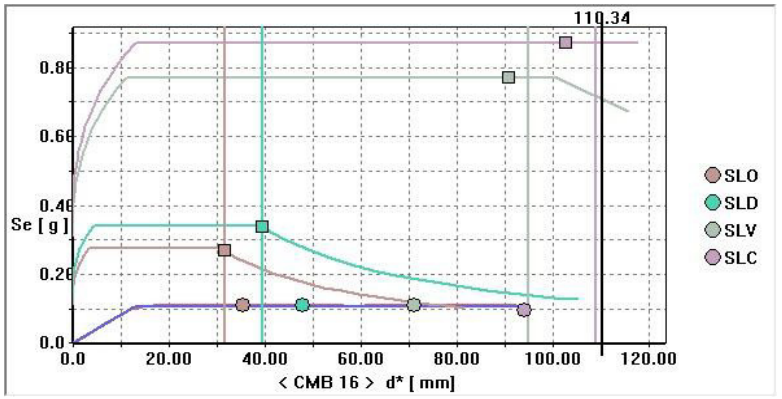


Direzione 180-

Distribuzione di Forze Triangolare

Distribuzione di Forze Uniforme

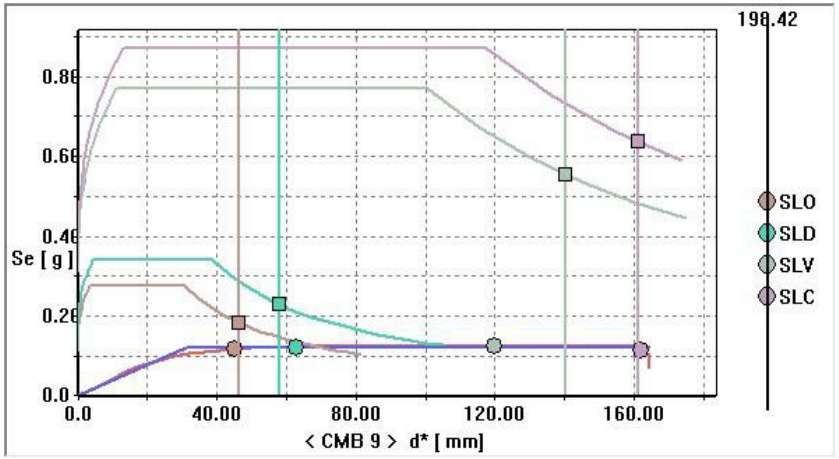


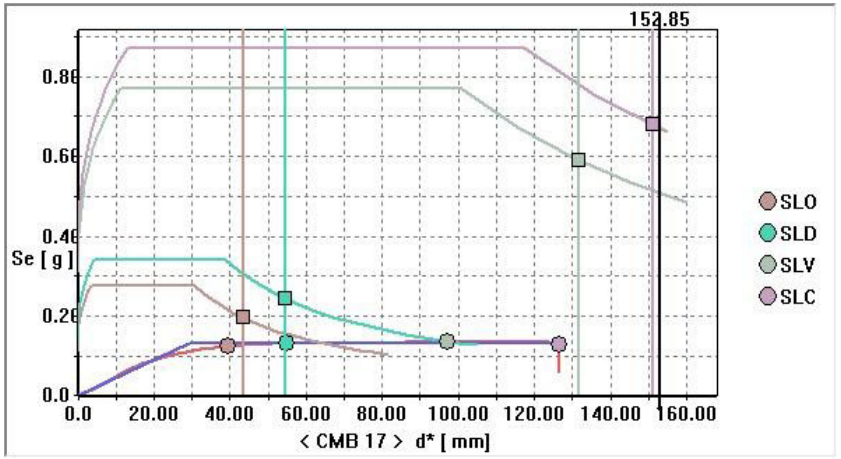


Direzione 90+

Distribuzione di Forze Triangolare

Distribuzione di Forze Uniforme

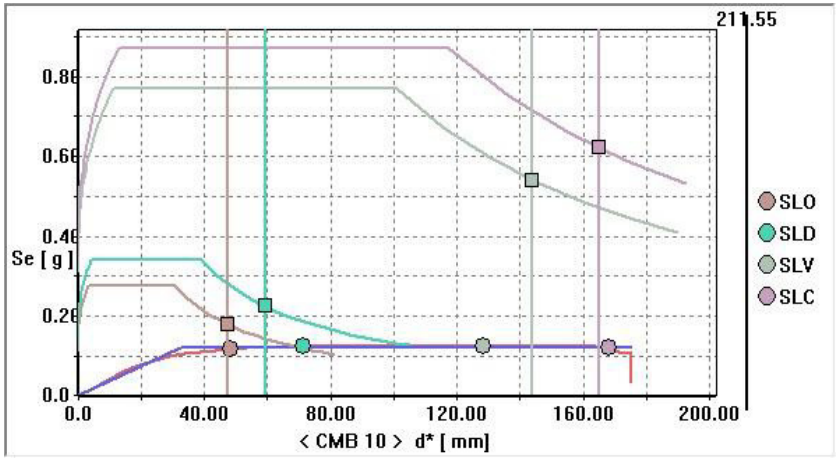


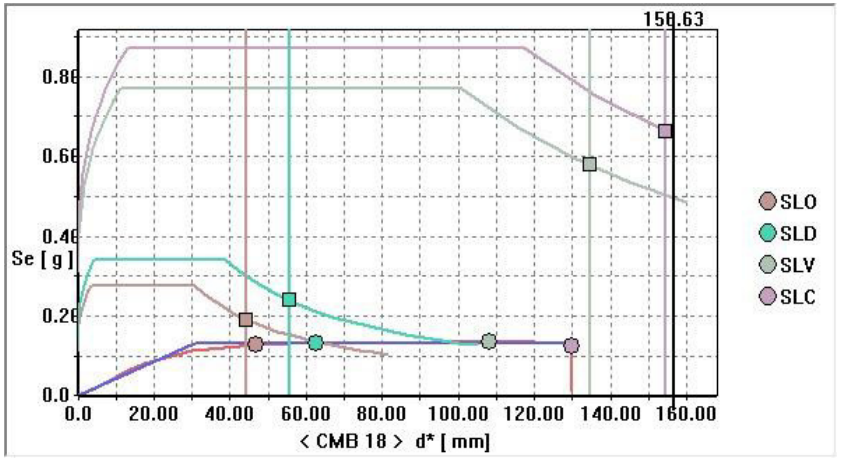


Direzione 90-

Distribuzione di Forze Triangolare

Distribuzione di Forze Uniforme

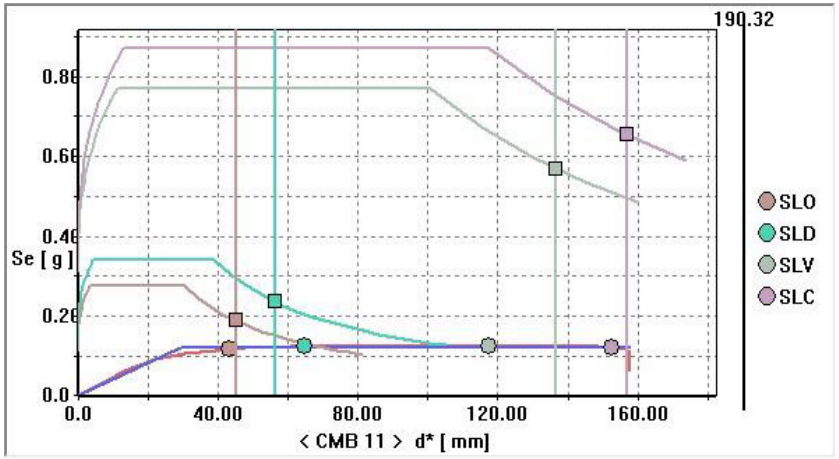


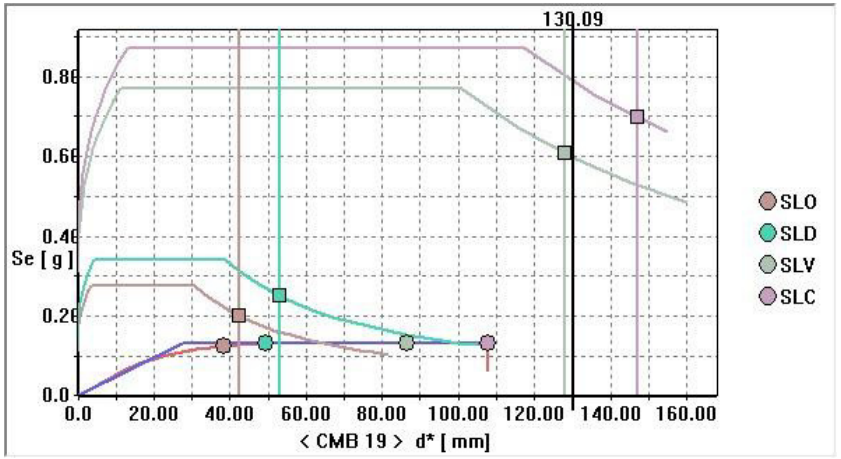


Direzione 270+

Distribuzione di Forze Triangolare

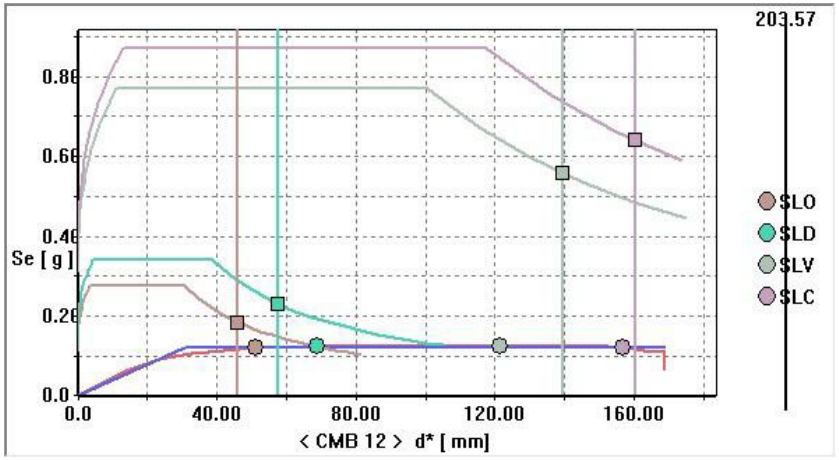
Distribuzione di Forze Uniforme



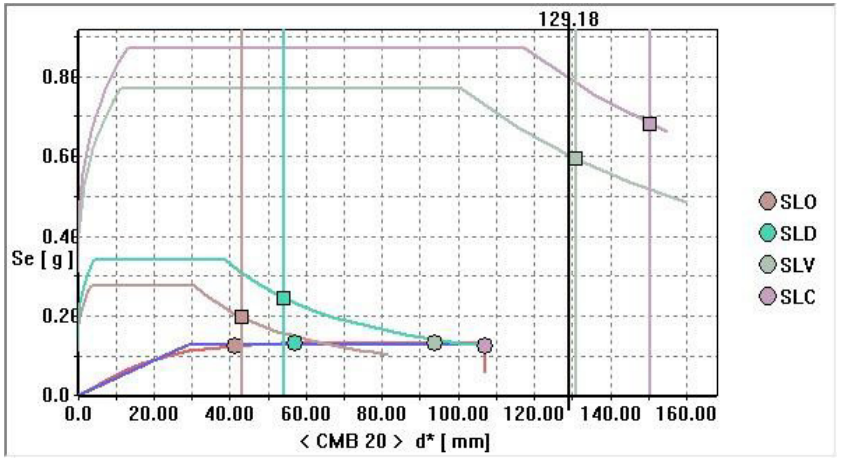


Direzione 270-

Distribuzione di Forze Triangolare



Distribuzione di Forze Uniforme



Dalle curve precedenti è possibile stimare l'indice di rischio inteso come il rapporto tra le accelerazioni di picco al suolo (PGA) di capacità ag,c e domanda ag,d per i diversi stati limite. Si evidenzia una vulnerabilità sismica elevata a cui è associato un coefficiente di rischio sismico minimo allo SLV pari a 0.124 attribuito al corpo B. Si procede pertanto ad un intervento di adeguamento sismico dell'edificio ai fini del raggiungimento minimo dello 0.8 allo SLV.

Si sottolinea inoltre che analizzando tutte le curve di pushover, emerge chiaramente che il collasso avviene prima per pressoflessione e quindi per rottura duttile della cerniera plastica anziché qualunque altra rottura come quella fragile a taglio.

5.1. Descrizione dell'intervento strutturale e del tipo di dissipazione

L'intervento scelto prevede la realizzazione di esoscheletri in acciaio S355 collegati rigidamente alla struttura esistente tramite dissipatori viscosi.

Tali esoscheletri e relativi dissipatori fungono da sistemi di dissipazione di energia e sono detti sistemi di controllo passivo. Questi permettono di raggiungere livelli di protezione maggiori rispetto a quelli conseguibili attraverso la progettazione di interventi di rinforzo convenzionale basati esclusivamente sui criteri di rigidezza e resistenza.

Attraverso questa tecnologia avanzata è infatti perseguibile l'obiettivo di eliminare del tutto o di ridurre al minimo il danneggiamento della struttura nel suo complesso (compresi gli elementi non strutturali) a seguito di un evento sismico anche importante. L'energia in ingresso durante un evento sismico non viene infatti dissipata dalla struttura (tramite il danneggiamento plastico degli elementi strutturali), ma semplicemente dal sistema di dissipazione ausiliario.

Le soluzioni più classiche prevedono la realizzazione di controventi dissipativi all'interno del telaio del sistema strutturale esistente, perciò l'intervento richiede l'interruzione d'uso e di funzionalità dell'edificio stesso. Proprio per ovviare a questo, si è optato per la progettazione di sistemi di dissipazione totalmente esterni alla costruzione esistente e collegati ad essa a livello di piano. Tali esoscheletri sono strutture esterne rigide, opportunamente dotati di propria fondazione e controventati.

Generalmente i dispositivi impiegati nei sistemi di dissipazione si distinguono in due categorie: quelli basati su meccanismi dissipativi legati alla *velocità* ovvero i dispositivi *viscosi* (fluido-viscosi e viscoelastici) e quelli basati su meccanismi dissipativi legati allo *spostamento* ovvero i dispositivi *isteretici*.

In tali configurazioni molto frequente nella pratica ingegneristica è l'utilizzo di dispositivi **viscosi**. I più utilizzati al giorno d'oggi sono i dissipatori viscosi del tipo cilindro-pistone grazie alla possibilità di monitorare la variabilità della risposta a causa di fattori come ampiezza e temperatura. Inoltre le proprietà del fluido e la geometria dell'orifizio determinano la relazione di proporzionalità tra la forza dissipata ed una potenza della velocità tramite un coefficiente α. Il comportamento è puramente lineare se $\alpha = 1$ cioè la forza dissipata cresce linearmente con la velocità di deformazione. Invece, se $\alpha < 1$ il comportamento è non lineare e al diminuire di α la dissipazione aumenta: le forze massime dovute ai picchi di velocità si riducono.



Figura 5.2 – Dissipatori viscosi del tipo cilindro-pistone. Immagine tratta da tesi di laurea magistrale "Sistema di dissipazione viscoso esterno per l'adeguamento sismico di edifici in cemento armato: soluzioni a confronto" di Michela Ceccarelli.

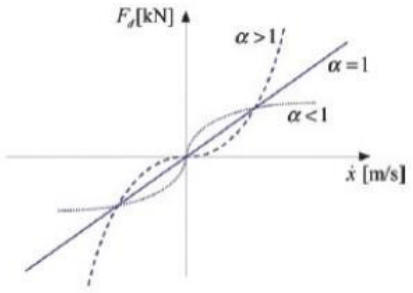


Figura 5.3 – Comportamento lineare e non lineare. Immagine tratta dal libro "Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi" di F. Braga, F. Buttarazzi, A. Dall'Asta, W. Salvatore.

Questi dispositivi, a loro volta, possono essere fluido-viscosi e visco-elastici. Per i dispositivi viscosi o fluido-viscosi si distinguono il modello viscoso di Newton (Figura a) ed il modello viscoso di Maxwell (Figura b). I dispositivi visco-elastici possono essere schematizzati invece tramite il modello elastico-viscoso di Kevin (Figura c) ed il modello elasto-viscoso a tre elementi (Figura d).

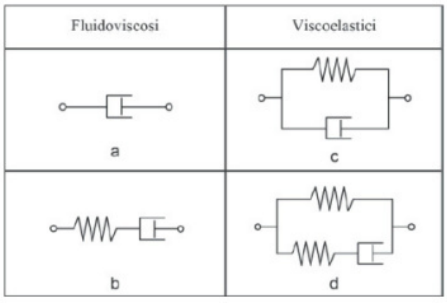


Figura 5.4 – Modelli di dissipatori viscosi e viscoelastici. Immagine tratta dal libro "Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi" di F. Braga, F. Buttarazzi, A. Dall'Asta, W. Salvatore.

Immaginando di applicare ad un dispositivo, fluido-viscoso o visco-elastico, una forza esterna variabile nel tempo è possibile misurare una deformazione e quindi una velocità di deformazione. Al

termine dell'applicazione della forza, se il dispositivo è fluido-viscoso si arresta nella posizione iniziale raggiunta, mentre se è visco-elastico ritorna in posizione iniziale. Tale capacità di ritornare in configurazione iniziale prende il nome di capacità di ricentraggio.

Quindi è possibile definire i dissipativi viscosi come dispositivi caratterizzati dalla presenza di un fluido siliconico attraverso un idoneo circuito idraulico che permette la dissipazione di energia. Il tipico legame costitutivo forza-velocità che ne risulta è non lineare cioè $F=Cv^{\alpha}$ dove F è la forza, C la costante di smorzamento, v la velocità con $\alpha = 0.15$.

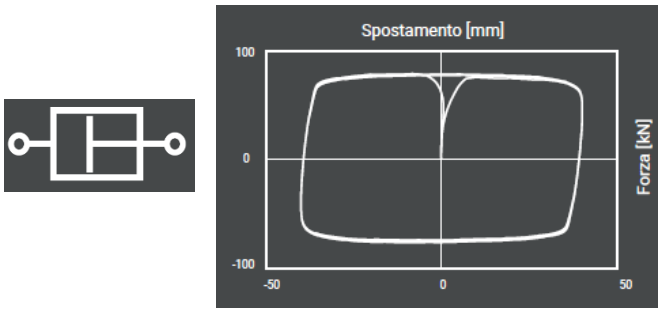


Figura 5.5 – Cicli forza-spostamento di un dissipatore viscoso ottenuti in una prova a spostamento imposto con segnale sinusoidale. Immagine tratta dal Manuale FIP per dispositivi antisismici.

Un dispositivo viscoso o fluido-viscoso elementare è schematizzato generalmente dal modello viscoso di Newton (a) e tiene conto esclusivamente del contributo dissipativo infatti nello schema è presente solo uno stantuffo. Qualora si volessero considerare anche la deformabilità elastica delle parti meccaniche e la compressibilità del fluido viscoso, allora basta introdurre una molla in serie allo stantuffo ed in tal caso si tratta di modello di Maxwell (b).

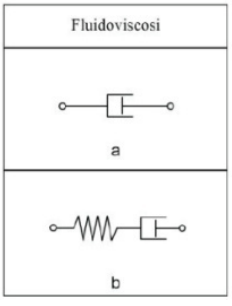


Figura 5.6 – Modelli di dissipatori fluido-viscosi. Immagine tratta dal libro "Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi" di F. Braga, F. Buttarazzi, A. Dall'Asta, W. Salvatore.

E' possibile invece definire i dispositivi viscosi ricentranti come dispositivi cilindro/pistone caratterizzati da un legame costitutivo in cui la forza di reazione F dipende sia dalla velocità che dallo spostamento x secondo la legge $F=F_0+Kx+Cv^{\alpha}$ in cui i parametri sono quelli definiti per i dissipativi

fluidoviscosi con l'aggiunta di F_0 che è l'eventuale forza di precarico che può essere utile per evitare spostamenti per le azioni orizzontali di servizio mentre K è la rigidezza.

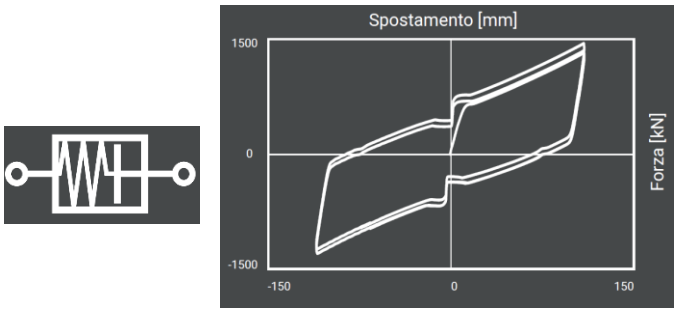


Figura 5.7 – Cicli isteretici sperimentali di un dissipatore viscoso ricentrante senza forza di precarico.

Tali sistemi di dissipazione, in base a come vengono disposti, possono essere a loro volta del tipo **FB** (Fixed-Base System), DB (Diagonal Bracing System) e RB (Rocking Base System).

- Il sistema FB, Fixed-Base System, è un telaio controventato a base fissa collegato alla struttura a livello di piano tramite smorzatori viscosi. Il telaio controventato esterno è una struttura di contrasto sufficientemente rigida, generalmente reticolare in acciaio o setto in c.a., dotata di fondazione propria. In questa configurazione, la deformazione dei FVDs è proporzionale agli spostamenti di piano e la loro efficienza è strettamente connessa alla rigidezza della struttura di contrasto. Dato che la costante viscosa è proporzionale alle masse di piano, i modi di vibrare non cambiano.

- Il sistema DB, Diagonal Bracing System, è un telaio controventato a base fissa caratterizzato da smorzatori viscosi sulle diagonali che si attivano per spostamenti di interpiano. Il collegamento all'edificio è sempre realizzato a livello di piano. I FVDs sono caratterizzati da una costante viscosa proporzionale alla rigidezza di piano ed anche in questo caso l'analisi modale non subisce alterazioni significative. La forma modale dell'edificio non cambia. Qualora si volesse regolarizzare la deformata dell'edificio, è possibile variare la rigidezza in altezza del telaio controventato.

- Il sistema RB, Rocking Base System, consiste in un telaio controventato incernierato alla base, dove sono disposti degli smorzatori viscosi verticali che si attivano per effetto del movimento oscillatorio alla base appunto (rocking base motion). Questo sistema è generalmente chiamato

"torre dissipativa". La struttura di contrasto, collegata all'edificio sempre a livello di piano, deve essere rigida ed allo stesso tempo leggera. Infatti, essa, facendo perno alla base, per effetto del proprio peso potrebbe trascinare l'edificio durante un evento sismico. Per questo motivo solitamente si realizzano strutture di contrasto reticolari in acciaio, che permettono di ridurre al minimo la massa ed ottenere buoni risultati in termini di rigidezza. Anche in questo caso, tramite la rigidezza del controvento è possibile linearizzare la deformata dell'edificio. La forma modale dell'edificio cambia per effetto della torre dissipativa che ha una deformata lineare.

Nel progetto in oggetto è stato scelto di progettare tali esoscheletri con sistemi di dissipazione esterna basati su **dissipatori viscosi a livello di piano FB (Fixed-Base System)**. La scelta di tali sistemi è stata essenzialmente dettata dal fatto che, oltre ad interferire in maniera ridotta con il sistema strutturale, non richiedono l'interruzione d'uso e di funzionalità dell'edificio stesso.

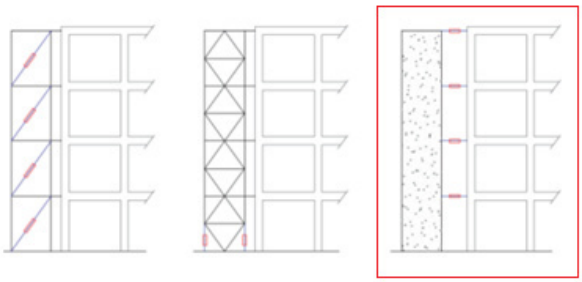


Figura 5.8 – In rosso nell'immagine la tipologia di dissipazione adottata. Immagine tratta da tesi di laurea magistrale "Sistema di dissipazione viscoso esterno per l'adeguamento sismico di edifici in cemento armato: soluzioni a confronto" di Michela Ceccarelli.

Grazie alla loro elevata capacità dissipativa, i dissipatori viscosi sono ampiamente diffusi, soprattutto nell'adeguamento sismico di edifici esistenti, dato che non alterano il periodo di vibrazione della struttura originaria. Questo permette una suddivisione dei compiti: l'azione sismica è fronteggiata dalla struttura esistente proporzionalmente agli spostamenti, mentre dal sistema dissipativo proporzionalmente alla velocità. Tale separazione è possibile perché in un moto oscillatorio, come il moto sismico, le massime azioni sui due sistemi, edificio e controvento dissipativo, si verificano in istanti diversi: infatti la velocità è minima quando gli spostamenti sono massimi, e viceversa. Come anticipato, i dissipatori viscosi non sono ricentranti, per cui solitamente la capacità di ricentraggio si affida al comportamento elastico del telaio esistente. Un altro aspetto vantaggioso dei dispositivi fluido-viscosi è quello economico, non tanto per il loro costo, quanto invece per il fatto che, essendo

in grado di sopportare un elevato numero di cicli conservando le loro caratteristiche, non necessitano di sostituzione in seguito ad un evento sismico.