

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II

Scuola Politecnica e delle Scienze di base



Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura

Corso di laurea Magistrale in

INGEGNERIA EDILE

**ANALISI PARAMETRICHE PER LA STIMA DELLA
VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN
MURATURA**

Relatore:

Prof. Antonio Formisano

Correlatore:

Ing. Generoso Vaiano

Candidato

Vincenzo Pallonetto

N51/672

Anno Accademico 2019/2020

Indice

<i>Indice Figure</i>	6
<i>Indice Tabelle</i>	9
INTRODUZIONE	11
1 EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA	13
1.1 Stato dell'arte.....	13
1.2 Iter normativo	18
1.3 Evoluzione delle tipologie strutturali	20
1.4 Caratteristiche dei materiali.....	30
Fig. 2 facciata Chiesa del Gesù Nuovo in piperno.	35
2 COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA SOTTOPOSTI A SISMA ..	41
2.1 Meccanismi nel piano.....	43
2.2 Meccanismi fuori piano	48
2.3 Metodi di analisi strutturale per la valutazione della sicurezza.....	53
2.3.1 Analisi Statica Lineare.....	54
2.3.2 Analisi Dinamica Lineare.....	55
2.3.3 Analisi Statica non Lineare.....	56
2.3.4 Analisi Dinamica non Lineare.....	64
3 IL CASO STUDIO	65
3.1 Descrizione dello stato di fatto	65
3.2 Elaborati Grafici	67
3.3 Aspetti Normativi degli edifici esistenti in muratura	71
3.4 Valutazione del Livello di Conoscenza	77
3.5 Classificazione della muratura.....	80
4 AZIONI SULLA STRUTTURA	83

4.1	Analisi dei carichi.....	83
4.2	Azione della neve	87
4.3	Azione sismica.....	88
4.3.1	Spettro di progetto per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita.....	88
4.4	Combinazione delle azioni	90
5	MODELLAZIONE STRUTTURALE DEL CASO STUDIO	92
5.1	Descrizione della modellazione del software 3MURI.....	93
5.2	Descrizione della modellazione del software EDILUS.....	107
5.3	Descrizione della modellazione del software CDS Win	114
	<i>Metodo del telaio equivalente (SAM)</i>	115
6	ANALISI DEI RISULTATI DELLO STATO DI FATTO.....	123
6.1	Analisi Dinamica lineare dello stato di Fatto	123
6.2	Analisi Statica non lineare dello stato di fatto.....	124
6.2.2	Confronto tra i programmi di calcolo	126
6.3	Analisi sulla valutazione della sicurezza sismica dello stato di fatto	127
6.3.1	Confronto tra i software di calcolo	129
7	ANALISI PARAMETRICHE	134
7.1	Casi studio con impalcati rigidi.....	134
7.1.1	Confronto vulnerabilità tra i software di calcolo.....	135
7.2	Casi studio con tipologia di muratura a blocchi lapidei squadri.....	139
7.2.3	Confronto vulnerabilità tra i software di calcolo.....	141
7.3	Casi studio con tipologia di muratura in pietrame disordinata.....	146
7.3.1	Confronto vulnerabilità tra i software di calcolo.....	147
7.4	Analisi dei risultati dello studio parametrico.....	153
7.4.1	Impalcati	153
7.4.2	Tipologia di muratura	160

8 STIMA PER LA VULNERABILITÀ SISMICA.....	164
8.1 Modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità sismica	166
8.2 Risultati dell'analisi di vulnerabilità - Curve di Fragilità.....	168
9 CONCLUSIONI.....	169
ALLEGATI	174
Allegato 1	174
Allegato 2	190
Allegato 3	206
Allegato 4	221
Allegato 5	236
Allegato 6	246
Allegato 7	261
Allegato 8	272
Software di calcolo 3MURI.....	272
Software di calcolo CDS Win	292
Software di calcolo EDILUS.....	312
<i>Bibliografia e sitografia</i>	<i>327</i>

Indice Figure

FIGURA 2 LESIONI DI TIPO FISIOLÓGICO E INSTABILIZZANTI PER L'EDIFICIO DI I CLASSE [PAGANO, 1990].....	22
FIGURA 3 TEORA, TERREMOTO 1980, CROLLO DI PARETI FUORI DAL PIANO NEL CASO DI EDIFICIO CON VOLTE.	23
FIGURA 4 PROSPETTO, PIANTA E SEZIONE TIPICI DELL'EDIFICIO DI II CLASSE [PAGANO, 1990]	24
FIGURA 5 LESIONI FISIOLÓGICHE E PATOLOGICHE DEGLI EDIFICI DI II CLASSE [PAGANO, 1990]	26
FIGURA 6 TEORIA, TERREMOTO 1980, DANNO DI PRIMO MODO PER EDIFICIO CON SOLAIO COSTITUITO DA PUTRELLE ORDITE PARALLELAMENTE ALLA PARETE CROLLATA.....	27
FIGURA 7 TEORA, TERREMOTO 1980, DANNO DI PRIMO MODO PER EDIFICIO CON SOLAIO LIGNEO ORDITO PARALLELAMENTE ALLA PARETE CROLLATA.	28
FIGURA 8 NICCHIE ALATRI IN TUFO GRIGIO.....	34
FIGURA 9 FACCIATA ACCADEMIA DELLE BELLE ARTI DI NAPOLI IN TUFO CAOTICO NAPOLETANO.	36
FIGURA 10 POMICI VULCANICHE.....	37
FIGURA 11 COLONNE POMPEIANE REALIZZATE IN MATTONI.....	39
FIGURA 12 CRISI NEL PIANO DEI PANNELLI: (A) PRESSOFLESSIONE; (B) TAGLIO SCORRIMENTO; (C) TAGLIO TRAZIONE	44
FIGURA 13 LESIONE NEL PARAMENTO MURARIO A SEGUITO DI INTERVENTO DI RIFACIMENTO DEL SOLAIO CON CAMBIAMENTO DI ORDITURA.....	46
FIGURA 14 DANNI DA SOSTITUZIONE DI COPERTURA.....	47
FIGURA 15 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI UN FABBRICATO	49
FIGURA 16 QUADRO FESSURATIVO PER MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE.....	50
FIGURA 17 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO COMPOSTO.....	50
FIGURA 18 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DEL CANTONALE.....	51
FIGURA 19 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DI FLESSIONE VERTICALE	52
FIGURA 20 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DI FLESSIONE ORIZZONTALE	52
FIGURA 21 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DEL TIMPANO.....	53
FIGURA 22 CURVA DI CAPACITÀ	61
FIGURA 23 PROCEDIMENTO ANALISI PUSHOVER	62
FIGURA 24 PIANTA PIANO TERRA.....	67
FIGURA 25 PIANTA PIANO AMMEZZATO.....	67
FIGURA 26 PIANTA PIANO PRIMO	68
FIGURA 27 PIANTA PIANO SECONDO	68
FIGURA 28 PIANTA COPERTURA	69
FIGURA 29 SEZIONE A-A'	69
FIGURA 30 SEZIONE B-B'	70

FIGURA 31 PROSPETTO SUD-EST.....	70
FIGURA 32 PROSPETTO SUD-OVEST.....	71
FIGURA 33 GRAFICO SPETTRI DI RISPOSTA	90
FIGURA 34 MACROELEMENTO MURATURA ED ELEMENTO TRAVE/PILASTRO	95
FIGURA 35 SCHEMATIZZAZIONE DELLA PARETE	96
FIGURA 36 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'AGGREGATO	98
FIGURA 37 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'AGGREGATO	98
FIGURA 38 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'AGGREGATO.....	99
FIGURA 39 PARETI CONSIDERATE.....	100
FIGURA 40 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D UNITÀ DI MEZZERIA	101
FIGURA 41 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D UNITÀ DI MEZZERIA	101
FIGURA 42 PARETI CONSIDERATE UNITÀ DI MEZZERIA ISOLATA.....	102
FIGURA 43 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ IN AGGREGATO.....	102
FIGURA 44 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ IN AGGREGATO	103
FIGURA 45 PARETI CONSIDERATE.....	103
FIGURA 46 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D UNITÀ DI TESTATA ISOLATA	104
FIGURA 47 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA ISOLATA.....	104
FIGURA 48 PARETI CONSIDERATE.....	105
FIGURA 49 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO.....	105
FIGURA 50 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO	106
FIGURA 51 PARETI CONSIDERATE.....	106
FIGURA 52 DEFINIZIONE MODULO SHELL LINEARE	108
FIGURA 53 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'AGGREGATO	109
FIGURA 54 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'AGGREGATO	109
FIGURA 55 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'AGGREGATO.....	110
FIGURA 56 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D UNITÀ DI MEZZERIA	110
FIGURA 57 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D UNITÀ DI MEZZERIA	111
FIGURA 58 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ IN AGGREGATO.....	111
FIGURA 59 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ IN AGGREGATO	112
FIGURA 60 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D UNITÀ DI TESTATA ISOLATA	112
FIGURA 61 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA ISOLATA.....	113
FIGURA 62 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO.....	113
FIGURA 63 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO	114
FIGURA 64 SCHEMATIZZAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE DI PARETE CARICATA NEL PIANO (A SINISTRA), ELEMENTO MASCHIO MURARIO (A DESTRA) _ FONTE MAGENES, COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA	115
FIGURA 65 DEFINIZIONE DELL'ALTEZZA EFFICACE DEI MASCHI MURARI _ FONTE DOLCE, 1989	116
FIGURA 66 SCOMPOSIZIONE DI UN MURO COMPOSITO IN MASCHI ELEMENTARI.....	117

FIGURA 67 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'AGGREGATO	118
FIGURA 68 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO	118
FIGURA 69 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ ISOLATA.....	119
FIGURA 70 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ ISOLATA.....	119
FIGURA 71 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ ISOLATA.....	120
FIGURA 72 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ ISOLATA.....	120
FIGURA 73 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D UNITÀ DI TESTATA ISOLATA	121
FIGURA 74 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA ISOLATA.....	121
FIGURA 75 VISTA MODELLO STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO.....	122
FIGURA 76 VISTA DELLA MESH STRUTTURALE 3D DELL'UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO	122
FIGURA 77 CONFRONTO TRA LA CURVA DI CAPACITÀ E QUELLA DI DOMANDA, PER L'IDENTIFICAZIONE DEL PERFORMANCE POINT	167

Indice Tabelle

TABELLA 1 METODI DI ANALISI NUMERICA PER LA VALUTAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA	58
TABELLA 2 PERIODI DEI PRINCIPALI MODI DI VIBRARE- SOFTWARE 3MURI	123
TABELLA 3 PERIODI DEI PRINCIPALI MODI DI VIBRARE- SOFTWARE EDILUS	123
TABELLA 4 PERIODI DEI PRINCIPALI MODI DI VIBRARE- SOFTWARE CDS WIN	124
DIAGRAMMA 5 CURVE DI CAPACITÀ- CONFRONTO TRA I CASI STUDIO PER L'UNITÀ ABITATIVA DI MEZZERIA- SOFTWARE 3MURI	125
DIAGRAMMA 6 CURVE DI CAPACITÀ – CONFRONTO TRA I SOFTWARE DI CALCOLO PER L'AGGREGATO- SOFTWARE 3MURI	126
DIAGRAMMI 7 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- AGGREGATO	129
DIAGRAMMI 8 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA ISOLATA.....	130
DIAGRAMMI 9 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA IN AGGREGATO.....	131
DIAGRAMMI 10 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA ISOLATA	132
DIAGRAMMI 11 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO.....	133
DIAGRAMMI 12 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- AGGREGATO	135
TABELLA 13 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA ISOLATA	136
DIAGRAMMI 14 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA IN AGGREGATO.....	137
DIAGRAMMI 15 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA ISOLATA	138
DIAGRAMMI 16 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO.....	139
DIAGRAMMI 17 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- AGGREGATO	141
DIAGRAMMI 18 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA ISOLATA.....	142
DIAGRAMMI 19 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA IN AGGREGATO	143
DIAGRAMMI 20 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA ISOLATA	144
DIAGRAMMI 21 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO.....	145
DIAGRAMMI 22 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- AGGREGATO	148
DIAGRAMMI 23 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA ISOLATA.....	149
DIAGRAMMI 24 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI MEZZERIA IN AGGREGATO	150
DIAGRAMMI 25 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA ISOLATA	151
DIAGRAMMI 26 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO.....	152
TABELLA 27 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	154
TABELLA 28 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	154
TABELLA 29 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	154
TABELLA 30 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	155
TABELLA 31 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	155
TABELLA 32 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	156
TABELLA 33 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	156

TABELLA 34 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	156
TABELLA 35 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	157
TABELLA 36 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	157
TABELLA 37 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	158
TABELLA 38 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	158
TABELLA 39 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	158
TABELLA 40 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	159
TABELLA 41 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	159
TABELLA 42 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	160
TABELLA 43 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	160
TABELLA 44 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	161
TABELLA 45 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	161
TABELLA 46 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	161
TABELLA 47 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	162
TABELLA 48 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	162
TABELLA 49 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	162
TABELLA 50 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	163
TABELLA 51 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	163
TABELLA 52 COMPARAZIONE ZE DEI SOFTWARE DI CALCOLO- AGGREGATO.....	170
TABELLA 53 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	171
TABELLA 54 CONFRONTO CARATTERISTICHE PARAMETRICHE	172
DIAGRAMMA 55 CURVE DI FRAGILITÀ- AGGREGATO- SOFTWARE 3MURI	173

INTRODUZIONE

Il tema della vulnerabilità sismica degli edifici, specialmente quelli esistenti, è divenuto particolarmente importante in Italia, data l'abbondanza del patrimonio edilizio edificato. Il territorio italiano è caratterizzato da una elevata sismicità, distribuita con diversi livelli di gravità. Questa situazione di pericolosità diffusa è stata recepita dalle attuali normative tecniche vigenti, con conseguenti adattamenti nel campo della progettazione strutturale. Tuttavia il problema persiste per tutti gli edifici, anche abbastanza recenti ed a norma di legge, che non rispondono ai requisiti delle zone sismiche. Come accennato inizialmente il patrimonio edilizio italiano è molto vasto e comprende diverse tipologie strutturali e costruttive (edifici monumentali, storici, costruzioni in muratura, in pietra o in cemento armato, ecc). Molti di questi edifici sono secolari e costituiscono tutt'oggi i luoghi di vita comune di molte persone come residenze o centri per diverse attività; edifici comunque appartenenti ad un patrimonio edilizio tra quelli a maggiore rischio sismico in Europa. Questa situazione è dovuta ad alcuni fattori legati, ad esempio, a criteri antisismici non richiesti all'epoca della costruzione e, in caso di modifiche inerenti la distribuzione architettonica o cambi di destinazione d'uso, gli interventi sono stati effettuati senza le adeguate verifiche strutturali. Nel presente lavoro di tesi, si è approfondisce il tema dell'analisi di "Vulnerabilità Sismica"; in particolare viene posta l'attenzione sullo studio di un palazzo in muratura costruito nei primi anni del novecento nel comune di Cercola al corso Domenico Riccardi il quale è stato sottoposto a numerosi interventi durante il corso del secolo e numerose problematiche principalmente dovute ad una scarsa manutenzione ed a problemi causati da fattori esterni come il terremoto dell'Irpinia del 1980. Per comprendere al meglio il comportamento strutturale del manufatto edilizio si è analizzato l'aggregato nel suo insieme e scomponendolo in unità abitative che sono state analizzate sia in aggregato che completamente isolate. Per avere un comportamento sismico verosimile si è ritenuto opportuno effettuare una modellazione strutturale con tre differenti software di calcolo: software *3MURI*, gentilmente fornito in licenza per scopi didattici dalla società S.T.A. Data S.r.l; software CDS Win gentilmente fornito in licenza per scopi didattici dalla software house *S.T.S*; software *EDILUS* gentilmente fornito per scopi didattici dalla ACCA s.r.l. attraverso i quali è stata effettuata la modellazione e successive

analisi sismiche globali. A tale scopo ci si avvalsi dell'analisi Pushover, considerando variazioni parametriche dell'aggregato riguardanti la variazione costruttiva degli impalcati e la variazione tipologica di muratura adoperata. Infine si è proceduto all'analisi di vulnerabilità sismica di tutti i casi esaminati utilizzando il modello meccanico esplicito nell'articolo *S. Cattari, E. Curti, S. Giovinazzi, S. Lagomarsino e S. Parodi "Un modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità sismica del costruito in muratura a scala urbana"*.

1 EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

1.1 Stato dell'arte

L'edificio in muratura è stato progettato, in genere, per resistere a carichi verticali, e ad eventuali forze orizzontali, indotte da volte o archi, non bilanciate da tiranti, tenendo conto raramente di azioni diverse da quelle verticali. Il concetto esplicito viene dettato dall'analisi dei trattati di Vitruvio, Alberti, Palladio, Vignola, Scamozzi e ottocentesco di Rondelet, nel quale vengono fornite le norme costruttive per garantire le solidità nei confronti dei carichi verticali. Quindi, le costruzioni in muratura sono intrinsecamente vulnerabili alle sollecitazioni orizzontali indotte dai terremoti.

Quando avvenne il terremoto di Lisbona (1755) si rese necessario e si prese consapevolezza di contrastare le conseguenze del sisma e iniziarono indagini condotte razionalmente sul fenomeno assumendo i modelli meccanici e le teorie matematicamente enunciate (moto del pendolo, teoria delle corde vibranti e dell'elasticità) che dalla fine del Seicento si stavano sviluppando. In particolare E. Sgaurio nel 1756 presenta le sue prime ipotesi sul comportamento sismico delle pareti murarie, in cui le suddette vengono rappresentate come pendoli rovesci che oscillano per effetto del sisma. Inoltre grazie all'acquisizione attraverso l'osservazione all'elaborazione di nuovi accorgimenti tecnici per la riduzione del rischio, viene data particolare rilevanza alla conoscenza degli effetti provocati dal sisma. In seguito, il terremoto calabro-siculo del 1783 e il terremoto di Napoli del 1857 diedero la possibilità a F. Milizia di sviluppare alcune regole costruttive antisismiche, riportate nel suo trattato (1781) e a R. Mallet di pubblicare le osservazioni condotte dopo il terremoto del 1783.

Nei primi anni del Novecento, successivamente al terremoto di Messina (1908) viene concepita l'esigenza di avere edifici capaci di resistere alle azioni sismiche mantenendo il fabbricato in piena sicurezza, da cui nascono le prime normative sulla sicurezza. Dopo i terremoti del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980), è apparsa una disciplina specifica del consolidamento degli edifici in funzione antisismica. Come esplicito nel D.M.'81, per aumentare la resistenza degli elementi strutturali degli edifici in muratura, si adottavano provvedimenti tecnici che consistevano sostanzialmente nell'inserimento diffuso di elementi in c.a., come cordoli e pilastri in breccia, iniezioni armate e pareti in cemento

armato; soluzioni adottate in particolare a causa delle scarse capacità resistenti della muratura, senza alterare lo schema statico originario.

Il concetto di miglioramento sismico viene enunciato per la prima volta nel D.M.'86 in cui l'adeguamento è l'unica modalità di intervento compatibile con i monumenti. Solo agli inizi degli anni Novanta vengono effettuati alcuni studi sulla valutazione del comportamento sismico degli edifici in muratura, in modo tale da avere un compromesso tra le esigenze di sicurezza delle persone che lo abitano e la conservazione del fabbricato. Sono noti i codici di pratica per la sicurezza dei centri storici [Giuffrè, 1991; Giuffrè, 1993; Giuffrè, 1999] che si ispirano per alcuni versi ai principi del restauro: tra cui quello della necessità della conoscenza preventiva del fabbricato prima del progetto dell'intervento. Giuffrè nei suoi codici di pratica (Ortigia, Matera, Castelvetero, Palermo) in primo luogo fa un resoconto ed esamina lo storico dei terremoti distruttivi locali, successivamente analizza l'evoluzione tipologica per poter studiare le modalità di aggregazione delle unità in modo tale da studiare l'efficacia dei collegamenti tra le varie pareti. Inoltre esamina le tecniche costruttive che vengono utilizzate per la costruzione degli edifici dei centri storici in esame al fine di appurarne la sicurezza sismica e di individuare le eventuali mancanze in tal senso. Infine Giuffrè fornisce una serie di interventi che migliorano il comportamento sismico dei fabbricati. In particolare si evidenzia che l'analisi dello schema murario in un determinato luogo viene effettuato riconoscendo le diverse tipologie delle apparecchiature murarie, catalogate in funzione della forma, delle dimensioni dei conci, della loro lavorazione e disposizione. Da queste si deduce il comportamento meccanico delle murature, in relazione alla loro fedeltà alla regola dell'arte, esposta dai trattatisti ottocenteschi. In sostanza è importante che l'elemento murario si comporti come un blocco rigido, evitando la scomposizione degli elementi prima che si attivi qualsiasi meccanismo di danno, con un conseguente ingente livello di danneggiamento.

Altri studi che riguardano il settore del restauro hanno analizzato gli edifici in muratura, basandosi sulla conoscenza delle tecniche costruttive che caratterizzano l'area geografica e l'epoca storica. Si individuano delle tipologie associate dall'indicatore cronologico che hanno caratteristiche dimensionali e morfologiche analoghe [Fiengo e Guerriero, 1998; Fiengo e Guerriero, 2003]. Dai terremoti del 1997, nasce una nuova generazione di codici di pratica inerenti ai comuni umbri e marchigiani. Dall'analisi dei meccanismi di collasso riscontrati con maggiore frequenza durante l'evento sismico traggono spunto per

individuare i tipi di intervento da attuare sull'edificato storico sia per riparare gli edifici che per migliorarne il comportamento sismico [Modena et al., 2006; Cardani, 2007, Doglioni et al., 2007; Valluzzi, 2007].

In generale, almeno in ambito scientifico, è necessaria la conoscenza della fabbrica, dalle vicende storiche, dalla stratificazione e dei materiali di cui è costituita per attuare interventi di consolidamento statico o di miglioramento sismico di un edificio storico in muratura. La conoscenza del fabbricato in particolare si può raggiungere sia attraverso prove distruttive, che indagini non distruttive, che negli ultimi anni si sono notevolmente diffuse. Le linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale (2006) definiscono un indice di sicurezza sismico, calcolato prima e dopo l'intervento di miglioramento, da confrontare con un livello di protezione sismica, funzione sia della "categoria di rilevanza" che della "categoria d'uso" in modo tale da avere interventi compatibili con le richieste di tutela del bene architettonico. Si evitano interventi eccessivamente invasivi e danni in termini culturali in quanto si potrebbe non raggiungere l'indice di sicurezza auspicabile. Si esamina inoltre la possibilità dell'inadeguatezza del modello meccanico nell'interpretazione della complessità della costruzione storica; in tal caso sono ammesse valutazioni qualitative della vulnerabilità sismica basata sull'analisi storica e sull'osservazione della costruzione.

Viene inoltre evidenziata ulteriormente l'importanza dello studio del manufatto che viene indentificato tramite il fatto di confidenza come combinazione dei coefficienti relativi a livello di approfondimento conseguito in merito alla configurazione geometrica, ai dettagli costruttivi, alle proprietà meccaniche e al tipo di terreno e di fondazione. Di notevole importanza è la conoscenza delle caratteristiche meccaniche della muratura in quanto, rispetto agli altri materiali, ha un comportamento meccanico con valori molto eterogenei che dipende da una serie di fattori: spessori dei giunti, tessitura muraria, caratteristiche meccaniche della malta e degli elementi lapidei adoperati.

Una serie di campagne sperimentali su murature di mattoni viene sviluppata negli anni '70 con lo scopo di determinare l'influenza che la resistenza a compressione dei componenti esercita su quella della muratura [Francis et al., 1971; Lenczner, 1972]. Dalle prove è stato riscontrato che la resistenza del mattone influenza maggiormente la resistenza della muratura rispetto a quella della malta e che l'incremento dello spessore dei giunti di malta

incide negativamente sulla resistenza a compressione della muratura. Sono state ricavate da diversi autori numerose formule a carattere empirico dalle valutazioni di queste campagne, alle quali si sono ispirate le formulazioni della normativa, che hanno lo scopo di omogeneizzare le caratteristiche meccaniche della muratura in funzione di quelle locali della malta e dei mattoni. Di conseguenza, le teorie che interpretano il comportamento meccanico della muratura sono convalidate dai dati ottenuti sperimentalmente, e si basano sull'assunto che la malta è sottoposta ad un regime di compressione triassiale, mentre il mattone ad un regime di trazione biassiale e di compressione verticale.

Le teorie sviluppate da Heller sono basate sul presupposto che la crisi della muratura dipende dalla rottura del mattone; mentre per la teoria di Hilsdorf esplica che il collasso avviene in funzione dell'interazione tra mattoni e giunti neivari step che portano alla rottura del solido murario [Hilsdorf, 1969]. In realtà tali teorie e tecniche di omogeneizzazione non possono essere applicate a murature storiche che sono costituite da conci irregolari, in quanto non sono in grado di descrivere il loro comportamento meccanico. Parallelamente si sviluppano una serie di studi atti a valutare la resistenza a taglio della muratura, di più difficile determinazione rispetto alla resistenza a compressione. Vengono eseguite prove a compressione diagonale o prove Sheppard o prove analoghe di taglio-compressione, nella quale la sollecitazione di compressione è controllata. A causa delle diverse interpretazioni che esistono in letteratura sul regime tensionale al centro del pannello, durante l'esecuzione della prova [Nishi e Teshigawara, 1991; Ghanem et al., 1994, Chiostrini et al., 1999; Galano e Vignoli, 2006], In particolare per le prove a compressione diagonale, la valutazione della resistenza a taglio in assenza di sforzo normale risulta non essere univoca.

In Italia sono state condotte prove sperimentali su murature realizzate unicamente con i materiali che rispecchiano l'edilizia tradizionale nelle varie aree geografiche. Soltanto negli ultimi anni si è data importanza allo studio delle murature storiche, effettuando anche prove sperimentali distruttive in sito. La campagna sperimentale di prove a taglio e di prove soniche condotte su pannelli murari storici della Toscana [Brignola1 et al., 2006; Brignola2 et al., 2006] e di prove a compressione e di prove a taglio su murature dell'Umbria e delle Marche [Borri et al., 1999, Borri et al., 2004] sono esempi lampanti.

Analizzando il comportamento globale del fabbricato sotto l'azione sismica, si ha che nel caso in cui gli impalcati vengano appoggiati ai maschi, il comportamento sismico della struttura può essere associato ad un meccanismo di collasso fuori dal proprio piano [Pagano, 1968], noto anche come meccanismo di I modo [Giuffrè, 1993], generando scenari di danno particolarmente gravi. Nel caso in cui, invece, le pareti siano collegate tra di loro collegate tramite un solaio rigido, il comportamento meccanico dell'edificio può essere ricondotto a quello delle pareti nel proprio piano. Questo tipo di collasso è stato confermato dall'osservazione dei danni delle strutture successivamente agli eventi sismici.

Numerosi studi sia teorici che sperimentali sono stati condotti sui maschi murari, permettendo di determinare con una certa accuratezza i livelli di resistenza ma anche di deformabilità [Magenes, 1992]. In particolare la rottura del maschio murario può avvenire per:

- scorrimento orizzontale
- trazione diagonale
- presso flessione.

Per quanto riguarda il comportamento sismico della fascia gli studi sperimentali e teorici sono ancora ridotti, generando uno stato di confusione tra le varie normative nei vari paesi. In particolare alcune prove [Roca, 2005; Foraboschi, 2006; Foraboschi, 2007] sono state condotte sulla porzione di muro corrispondente ad una cellula abitativa, costituita da due maschi murari e da un elemento di fascia. Si nota, quindi, l'importanza che ha determinare il comportamento meccanico della fascia di piano sia in termini di resistenza che di deformabilità. Di conseguenza questo studio ha focalizzato l'attenzione sull'elemento fascia, riprodotto in scala ridotta (1:10), dopo un'attenta analisi dei caratteri costruttivi che assume in area napoletana, conducendo prove monotone e cicliche che simulano l'effetto del sisma su di esse.

1.2 Iter normativo

Le prime normative sismiche nacquero al seguito del disastroso terremoto di Messina, che colpì la città nel 1908, infatti si avvertì l'esigenza di garantire la sicurezza degli edifici alle sollecitazioni sismiche. Il Regio Decreto del 18.04.1909 ("Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le costruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dic. 1908") esclude l'edificabilità su siti inadatti (paludosi, franosi, molto acclivi); indicò tecnologie costruttive ("*...che le costruzioni fossero realizzate con una ossatura di legno, di ferro, di cemento armato o di muratura armata*"), limitando la muratura, in mattoni o in blocchi di pietra squadrata o listata, alle costruzioni ad un solo piano; impose il rispetto di dettagliate regole costruttive (cordoli, sbalzi, strutture non spingenti); limitò l'altezza degli edifici ed il numero di piani (a seconda delle tecnologie); prescrisse di considerare forze statiche orizzontali e verticali proporzionali ai pesi (per tener conto degli effetti dell'azione sismica); definì la larghezza minima degli spazi tra gli edifici; limitò a 5 m la distanza fra muri portanti.

Nel Regio Decreto n.1080 del 06.09.1912 la muratura ordinaria fu ammessa anche per edifici a due piani, purché non più alti di 7 metri e di forma parallelepipeda.

Il D.L. 1526 del 1916 quantificò le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio.

Il Regio Decreto n.705 del 03.04.1926 limitò a 10 m e 2 piani l'altezza dei fabbricati in zona sismica di I categoria e a 12 m e 3 piani in II categoria; impose un'altezza di interpiano inferiore a 5 m; le costruzioni in muratura ordinaria furono consentite fino a 8 m in I categoria e a 12 m in II categoria; i muri trasversali devono trovarsi a distanza non superiore a 7 metri; lo spessore della muratura in mattoni pari a 30 cm all'ultimo piano con aumento di 15 cm ad ogni piano inferiore.

Una disciplina specifica del consolidamento degli edifici in funzione antisismica è apparsa dopo i terremoti del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980). Come si evince dal D.M.'81 i provvedimenti tecnici per aumentare la resistenza degli elementi strutturali degli edifici in muratura consistevano sostanzialmente nell'inserimento diffuso di elementi in c.a., come cordoli e pilastri in breccia, iniezioni armate e pareti in cemento armato; soluzioni adottate in particolare a causa della mancata fiducia nelle capacità resistenti della muratura, indifferenziale alterazioni dello schema statico originario.

Nel D.M.'86 compare il concetto di miglioramento sismico in luogo dell'adeguamento come unica modalità di intervento compatibile con i monumenti.

L'OPCM 3274 del 2003, invece, per gli edifici esistenti introduce il *livello di conoscenza* LC, ovvero un coefficiente moltiplicativo che misura il grado di conoscenza della struttura e sancisce, inoltre, che *“per gli edifici di speciale importanza artistica, di cui all'art.16 della legge 2 febbraio 1974 n.64, è necessario derogare da quanto prescritto nelle presenti norme, in quanto incompatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale”*. Per questi ultimi l'OPCM 3431 del 2005 prevede che il Dipartimento della protezione civile, di concerto con il Ministero per i beni e le attività culturali, definisca “linee guida” per l'applicazione delle norme tecniche allegate all'OPCM 3274 e ss.mm. in relazione alle peculiari esigenze della salvaguardia del patrimonio vincolato di valore storico ed artistico.

Anche il D.M.'04, n.41 “Codice dei beni culturali e del paesaggio” al comma 5 dell'art.29 prevede che il Ministero definisca, anche con il concorso delle regioni e con la collaborazione delle università e degli istituti di ricerca competenti, linee di indirizzo, norme tecniche, criteri e modelli di intervento in materia di conservazione dei beni culturali.

Infine, il D.M.'05 “Norme tecniche per le costruzioni” prevede che, quando ricorrono particolari complessità a livello di acquisizione dati e di processo conoscitivo, come nel caso di edifici storico-monumentali ed artistici di grande significatività e complessità, la valutazione della sicurezza sismica possa essere fondata su una accurata anamnesi storica della costruzione, su processi logico deduttivi ed espressa e motivata con un “giudizio esperto”. Tali dettati normativi hanno trovato attuazione nelle “linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” approvate il 26 luglio 2006.

In ultimo, le recenti “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008 e al D.M. 21/01/2018, confermano sostanzialmente i due livelli di intervento (adeguamento e miglioramento) e riconoscono un terzo livello: “riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti”.

1.3 Evoluzione delle tipologie strutturali

Gli edifici in muratura vengono classificati essenzialmente a due categorie funzionali; per ognuna di esse corrisponde una distribuzione diversa degli ambienti di cui sono costituiti ed una conseguente disposizione in pianta degli elementi murari resistenti. Queste due tipologie costruttive sono state utilizzate molto frequentemente nel costruito storico, distinguendosi tra edifici *speciali* ed *ordinari*.

Alla prima categoria appartengono fabbricati speciali i cui vani sono edificati in forma rettangolare allungata, dettata dalla necessità di avere un lato più corto parallelamente al quale è ordita la copertura, in quanto c'era bisogno di un ambiente con funzione di rappresentanza, spesso costituiti da ambienti molto ampi, adeguati ad ospitare assemblee collettive. Le pareti perimetrali sono collocate lungo una direzione prevalente a distanze elevate e sono collegate trasversalmente, in genere, solo da pannelli murari posti in corrispondenza delle testate dell'edificio e dai solai o dalle volte di copertura. In questo caso, il solaio, poiché risulta molto ampio, non riesce a svolgere una funzione di collegamento o di redistribuzione delle forze ai muri nel proprio piano, perché disposti ad interassi troppo elevati; questo porta a considerare la parete come un componente isolato della muratura e scomposto nei maschi murari presenti tra due aperture successive, interessati da meccanismi di ribaltamento fuori dal piano.

Alla seconda categoria appartengono gli edifici ordinari, che danno vita all'edilizia dei centri storici italiani, spesso hanno la funzione di uso residenziale e caratterizzati da locali di modeste dimensioni con una disposizione dei setti murari che si ripete in pianta con considerevole regolarità in altezza (piano tipo), e con un'altezza d'interpiano variabile tra i 4 e i 5 m, con un numero di piani variabili da due (nei piccoli centri) fino ad un massimo di sei-sette (come accade a Napoli). Gli elementi portanti vengono disposti nel fabbricato in modo tale che ci sia una distribuzione omogenea in entrambe le direzioni principali, determinando una conformazione globale di tipo scatolare. In questo modo nessuna parete è libera, ma è vincolata dagli elementi murari nell'altra direzione, purché le croci di muro siano realizzate con una tessitura adeguata a svolgere tale funzione di collegamento.

Entrambe le categorie di edifici, pur mantenendo un assetto geometrico complessivo piuttosto costante nel tempo, hanno subito notevoli modifiche nel corso dei secoli. Con il conseguimento e l'applicazione di nuove tecniche costruttive, frutto dell'evoluzione

tecnologica, hanno interessato in particolar modo l'impalcato, il quale svolge un ruolo fondamentale per il comportamento meccanico dell'edificio sia nei confronti delle azioni sismiche che verticali. Questo elemento è stato assunto da Pagano come fattore principale per la classificazione degli edifici in muratura, distinguendo tra *prima*, *seconda* e *terza* classe [Pagano, 1968; Pagano, 1990].

Giuffrè analizza e contrappone alle "tipologie meccanicamente controllate" tipiche degli edifici moderni, quelle strutturali storiche, che hanno una varietà considerevole dettata dalla posizione geografica, individuando l'appartenenza ad una determinata tipologia in relazione al comportamento strutturale e tecnologico comune. In sostanza Giuffrè crea una classificazione tipologica più articolata di quella proposta da Pagano, analizzando il comportamento meccanico degli edifici durante un evento sismico in funzione dei meccanismi di danno che si possono innescare. Si distinguono i meccanismi di *danno di primo modo*, corrispondente al ribaltamento fuori del piano delle pareti o di porzioni di esse, e *danno di secondo modo*, equivalente a rotture a taglio o a pressoflessione dell'elemento murario nel proprio piano [Giuffrè, 1993].

Per analizzare il comportamento della struttura muraria si fa riferimento alla classificazione tipologica proposta da Pagano. Pur essendo l'edificio storico di notevole complessità, costituito da orizzonti con materiali diversi sia in pianta che in sezione, concepita in particolare per i fabbricati di tipo ordinario, ma valida per entrambe le categorie. L'edificio di prima classe è integralmente in muratura. A causa della scarsa resistenza a trazione della muratura, le strutture orizzontali e le parti superiori delle aperture sono realizzate con intradossi curvi, che esercitano delle spinte sulle pareti, tanto più elevate quanto più l'arco è ribassato, per garantire un regime di sollecitazioni di sola compressione, [Fig. 2.1]. Tale configurazione strutturale comporta la nascita di momenti flettenti che instabilizzano in modo particolare le pareti perimetrali; mentre per quanto riguardano i muri interni, la presenza su entrambi i lati sia delle riseghe che delle volte genera sforzi normali piuttosto centrati nella sezione muraria.



Figura 1 Prospetto pianta e sezione dell'edificio di I classe [Pagano, 1990]

Risulta che gli spessori dei muri esterni siano molto più ampi rispetto ai muri interni, in modo che la risultante dei carichi sia contenuta all'interno del nocciolo centrale d'inerzia, così da evitare fenomeni di fessurazione. Per questo tipo di edificio la possibilità di sopportare le spinte dipende dal peso proprio della struttura, quindi si ottengono strutture massicce con spessori elevati. La chiave e le reni degli archi o delle volte possono subire lesioni di natura fisiologica, portando comunque alla formazione di una struttura isostatica non sollecitata a flessione, che però può crollare nel caso in cui si abbia la formazione di una quarta cerniera [Fig.2].

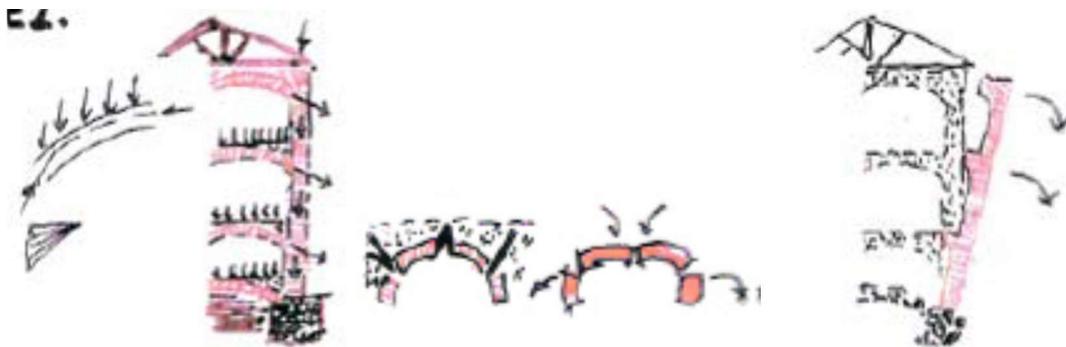


Figura 2 Lesioni di tipo fisiologico e instabilizzanti per l'edificio di I classe [Pagano, 1990]

Si può ottenere l'instabilità della struttura così conformata quando sotto l'azione delle spinte delle volte le pareti murarie, a causa di errori di dimensionamento o per altre ragioni, iniziano a ruotare, con la formazione di fessure verticali la cui ampiezza aumenta dal basso verso l'alto. Tale fenomeno può comportare l'abbassamento della volta con un conseguente aumento della spinta, fino ad arrivare al crollo della parete e allo scompaginamento della volta [Fig. 2].

Per evitare questo tipo di danno vengono eseguiti interventi che riguardano l'inserimento di catene le quali eliminano le spinte o nella costruzione di barbacani o contrafforti, che aumentano lo spessore delle murature ai piani bassi, evitando così il ribaltamento delle pareti. Altri dissesti frequenti sono rappresentati dallo schiacciamento delle murature verticali e dall'abbassamento delle volte, che risultano particolarmente vulnerabili quando sono molto avvallate. In alcuni casi l'alleggerimento di rinfianchi delle volte priva la struttura del regime di compressione necessario per la sua stabilità, provocando il crollo del fabbricato.



Figura 2 Teora, terremoto 1980, crollo di pareti fuori dal piano nel caso di edificio con volte.

Inoltre in questo caso si deve tenere conto delle componenti sussultorie del sisma (spesso trascurate) che determinano l'aumento non solo dei carichi verticali ma anche delle spinte. La vulnerabilità sismica è data dalla nascita di forze (proporzionali alle masse) di notevole entità per questo tipo di struttura interamente in muratura.

Gli edifici della seconda categoria presentano volte di luce ridotta e elementi murari in entrambe le direzioni ben collegati tra di loro, questo permette un comportamento iniziale simile a quello di un impalcato resistente con una rigidezza ridotta, efficace per forze sismiche di modesta entità. Per gli edifici della prima categoria è più difficile riscontrare tale efficacia, a causa delle elevate luci tra i setti portanti. Per entrambe le categorie di edifici che vengono colpiti da eventi sismici di una certa intensità, le forze orizzontali

generate dal sisma si sommano alle spinte delle volte comportando il ribaltamento delle pareti fuori del piano (danni di primo modo) con scenari di crollo preoccupanti, così come è stato evidenziato durante molti terremoti [Fig. 3].

Nel caso in cui le pareti siano tra loro collegate, ad esempio con delle semplici catene, si possono evidenziare meccanismi di rottura della parete nel proprio piano (*danni di secondo modo*), generando rotture meno invasive. Agli edifici della seconda classe appartengono quelle tipologie costruttive composte da elementi murari verticali, i quali sostengono i solai orizzontali semplicemente appoggiati, costituiti da travi in legno o in ferro, evitando così spessori eccessivi delle murature.



Figura 3 Prospetto, pianta e sezione tipici dell'edificio di II classe [Pagano, 1990]

Nel XVI secolo i solai in legno nell'area partenopea erano costituiti da travi squadrate disposte ad un interasse (*valera*) di circa 140 cm e tavole. L'impalcato veniva realizzato "a cassettoni" o ripartito mediante l'uso di regoli e contro regoli. Nel XVII secolo i palchi in legno venivano realizzati con travi asciate e tavole, disposti ad una *valera* di circa 100 cm. Nel XVIII e nel XIX secolo venivano utilizzate invece travi semplicemente smorzate, a causa della scarsa disponibilità di elementi lignei con un diametro elevato, con un interasse (*valera*) variabile tra 3 ½ e 4 palmi nell'Ottocento e tra 88 e 93 cm nel Novecento; l'orditura secondaria era realizzata con tavole (*chiancarelle*) o tronchetti spaccati longitudinalmente (*solarini*) [De Marco, 2005].

I solai in ferro si diffusero dopo la rivoluzione industriale, in particolare a Napoli vennero realizzati su edifici costruiti tra la fine dell'Ottocento e l'inizio del Novecento dalla Società del Risanamento [AA. VV., 1993]. dopo una serie di sperimentazioni iniziali, il profilato maggiormente utilizzato, fu quello adoppio T con altezza variabile tra i 12 e i 22 cm, disposti ad un interasse variabile tra i 60 cm e 150 cm. Fino alla fine dell'Ottocento fu realizzato un riempimento tra le putrelle, sostanzialmente, con archetti costituiti da mattoni

pieni in foglio o di coltello o da conci ditufo che venivano sagomati a cuneo con un'altezza non inferiore a 16 cm. All'inizio del Novecento in alternativa vennero utilizzate voltine in mattoni forati con l'intradosso orizzontale (le volterrane) o elementi completamente orizzontali. In questomodo la posa in opera risultava più facile e meno onerosa, inoltre la superficie piana dell'intradosso era già pronta per essere intonacata, evitando così i notevoli spessori di malta, con la relativa applicazione di grappe metalliche, necessari nel caso in cui gli elementi lapidei erano disposti a forma di arco. Da ciò consegue una maggiore leggerezza del solaio. In questi edifici le piattabande vengono realizzate con tavole lignee sulle quali si poggiano i conci di tufo disposti di coltello, sagomate a forma di cuneo. Più raramente è possibile riscontrare putrelle in ferro, ma comunque in entrambi i casi le piattabande sono scarsamente ancorate nei vani adiacenti [Catalano, 1993]. Gli impalcati di copertura sono spesso realizzati concapriate lignee o in ferro.

Da un punto di vista statico, essendo in entrambi i casi gli elementi murari e i solai in materiali diversi e quasi del tutto indipendenti, il comportamento delle due tecnologie adottate per realizzare i solai è analogo. Le travi sono sollecitate a flessione e a taglio per effetto dei carichi verticali. Sui muri non agiscono più forze orizzontali dovute alle spinte degli archi, ma sono soggetti a soli carichi verticali, con un notevole vantaggio per la scatola muraria costituita da pareti con spessori ridotti rispetto agli edifici della prima classe. Per tale tipologia si conserva solo l'eccentricità del peso proprio per le pareti di facciata, data dalla risega degli spessori lungo la verticale, che porta alla rotazione del muro verso l'esterno; l'effetto può essere in parte equilibrato nel caso in cui i solai siano orditi perpendicolarmente ai muri perimetrali, grazie all'azione dei carichi verticali da essi trasmessi.

Per gli edifici ordinari si ha che, pur apparendo la scatola muraria pluriconnessa, in realtà il comportamento globale della struttura può venire meno a causa di svariati fattori. Infatti l'azione dei carichi concentrati in corrispondenza delle travi, i cedimenti del terreno, le variazioni termiche tra interno ed esterno e la differente entità di carico su pareti tra di loro ortogonali con l'eventuale rottura delle croci di muro perimetrali possono produrre col tempo sia fratture verticali che sconnettono i muri appartenenti ai due ordini che la suddivisione in strisce di muratura verticali tra di loro indipendenti, comprese tra due vani consecutivi. Può quindi accadere che le singole porzioni di muratura – nel caso in cui

nonci sia la possibilità di un concatenamento da parte delle travi – tendano a ruotare o perefetto della spinta del meccanismo ad arco che si forma al di sopra dei vani o perl'eccentricità delle risultanti dei pesi data dalla morfologia della parete perimetrale [Fig.5].

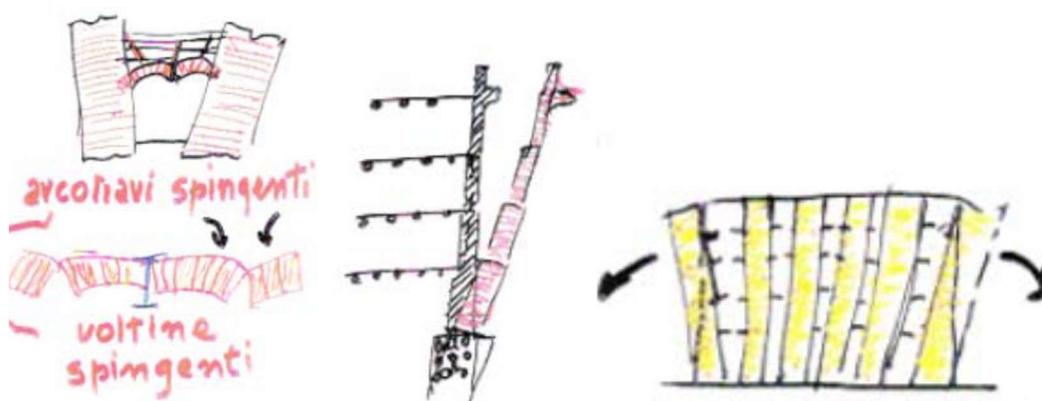


Figura 4 Lesioni fisiologiche e patologiche degli edifici di II classe [Pagano, 1990]

Anche in questo caso per ovviare alla mancanza di un comportamento scatolare della struttura si possono inserire catene o cerchiature, o anche bulzoni tra la testa delle travi e le murature. Lesioni di tipo fisiologico per gli edifici di questa classe si hanno al di sopra dei vani apertura al centro e ai due lati, mostrando un comportamento ad arco della struttura sovrastante, che permette di trasmettere i carichi della piattabanda alle spallette in muratura dell'apertura. Altre lesioni di lieve entità si possono avere nelle voltine di riempimento deisolai in ferro, che provocano dei micro-effetti spingenti anche sul resto della struttura.

Sono frequenti i danni derivanti dall'azione concentrata delle travi sui muri, che determinano fenomeni di schiacciamento locale della muratura in prossimità dell'appoggio a causa della mancanza di elementi ripartitori o dell'eccessiva deformabilità del solaio. Per questa classe tipologica le forze sismiche sono generalmente minori rispetto agli edifici di prima classe essendo la struttura orizzontale più leggera. Per i fabbricati si riesce a creare una certa connessione tra i muri perpendicolari all'orditura del solaio a

causa dell'effetto benefico dell'attrito generato dalla presenza dei carichi verticali trasmessi dal solaio. Tale effetto si riduce all'aumentare della luce delle travi, per cui è quasi del tutto inesistente per gli edifici speciali. Anche per questa tipologia la vulnerabilità dell'edificio è determinata dalla mancanza di collegamenti delle pareti tra di loro e quindi da un meccanismo di danno che interessa principalmente le pareti perimetrali fuori del proprio piano come mostrato in Figg. 6 e 7.



Figura 5 Teoria, terremoto 1980, danno di primo modo per edificio con solaio costituito da putrelle ordite parallelamente alla parete crollata.



Figura 6 Teora, terremoto 1980, danno di primo modo per edificio con solaio ligneo ordito parallelamente alla parete crollata.

Inoltre per effetto del sisma si può avere lo sfilamento delle travi dai piani di appoggio o il martellamento delle travi sulle murature, causando il crollo parziale dei muri. L'ancoraggio delle travi nella muratura o la cerchiatura delle pareti perimetrali può essere benefico anche per ridurre la vulnerabilità sismica dell'edificio, ottenendo rotture degli elementi murari nel proprio piano.

Infine si possono individuare gli edifici di terza classe, costituiti da impalcati in cemento armato solidali con le pareti portanti, così da impedire gli spostamenti relativi e aggiungere la congruenza delle rotazioni tra solai e pareti realizzando una struttura iperstatica con un effettivo comportamento scatolare. Pagano contrappone gli edifici di terza classe, di generazione moderna, ai quali si può quindi applicare la teoria dell'elasticità con una certa approssimazione, agli edifici di prima e seconda classe, concepiti senza alcun riferimento a leggi teoriche ma solo affidandosi alla prassi costruttiva. La consuetudine di realizzare, sulla sommità della muratura di ciascun piano, cordoli in cemento armato, ebbe probabilmente origine agli inizi del novecento con la diffusione del conglomerato cementizio. Un simile telaio piano orizzontale esercita un'azione di solidarizzazione dei maschi appartenenti a ciascun muro e di collegamento delle pareti tra di loro e consente la distribuzione uniforme dei carichi, trasmessi dalle travi in legno o ferro, sui cordoli. La realizzazione di tale tecnica costruttiva diventò

obbligatoria con la Legge 2105/1937, prescrivendo la realizzazione di cordoli in cemento armato estesi per tutto lo spessore delle pareti in muratura.

Un'ulteriore evoluzione si verificò quando si diffuse la realizzazione degli impalcati in cemento armato, che si estendevano sulle murature e si ammorsavano ad esse attraverso i cordoli di bordo. Questo tipo di struttura nel caso di edifici ordinari mostra una buona capacità sismica, infatti collegando le pareti tra di loro e al solaio si evitano crolli al di fuori del piano, risultando determinante il comportamento meccanico della parete nel proprio piano e quindi le capacità di resistenza e di deformazione degli elementi di cui è costituita: maschi e fasce.

Analizzando in sintesi il comportamento sismico delle due categorie di edifici si ha per entrambe nella configurazione originaria per le tipologie di prima e seconda classe un meccanismo prevalente di ribaltamento fuori dal piano. L'elemento discriminante tra le due categorie è dato dalla possibilità per gli edifici ordinari, con un intervento di miglioramento, di aumentare la rigidità dell'impalcato o di collegare le pareti tra loro sviluppando a pieno il suo comportamento a vocazione scatolare; mentre per gli edifici speciali, in presenza di ambienti molto allungati ed alti si ha la quasi impossibilità di raggiungere un comportamento globale della struttura a causa della configurazione geometrica originale degli elementi, per cui il comportamento sismico della struttura è determinato dal ribaltamento degli elementi strutturali al di fuori del piano.

Si deve sottolineare, inoltre, che nella realtà storica costruita risulta difficile a scrivere un edificio ad una sola classe tipologica essendo costituito nella maggior parte dei casi sia da impalcati realizzati interamente in muratura, sia da solai in legno o in ferro. L'applicazione di diverse tecniche per la realizzazione delle strutture portanti orizzontali interessa anche lo stesso piano. Tale stratificazione delle tipologie costruttive all'interno di un unico edificio è data sia dall'evoluzione della tecnica, ma in particolar modo da ragioni complesse sociali, economiche, estetiche o tipologiche che hanno condotto a preferire nel corso dei secoli volte a solai lignei o viceversa. Inoltre è possibile riscontrare per alcuni piani o solo per qualche vano interventi di consolidamento che inducono un locale comportamento scatolare. Si ha quindi una configurazione dell'edificio storico in muratura piuttosto complessa con un comportamento meccanico misto, ma che può essere studiato riconducendo le varie parti dell'edificio alle tre classi analizzate.

1.4 Caratteristiche dei materiali

La muratura non è altro che un sistema costituito da più elementi (oltre che da differenti materiali) il cui assemblaggio può variare anche tra due punti vicini dello stesso manufatto. L'affinità di comportamento tra i tessuti sottoposti a trazione e le murature sollecitate a compressione cela in sé una verità ancora più profonda, che va oltre il modo di comportarsi: in entrambi i casi, infatti non si tratta di materiali ma di strutture realizzate attraverso un'organizzazione di elementi, costituiti da ben definiti materiali; il tessuto cambia il proprio comportamento con le caratteristiche geometriche, elastiche e meccaniche dei componenti adoperati, ma anche con il tipo di tessitura degli stessi, esattamente come la muratura.

La strenua ricerca di relazioni in grado di fornire le caratteristiche meccaniche del materiale muratura (sulla base dei risultati sperimentali), ha messo in luce che i parametri fisico-chimici e meccanici da cui dipende l'interazione tra unità lapidee e giunti di malta (e dunque il comportamento della muratura) sono riferibili ai seguenti fattori:

- Proprietà degli elementi lapidei, quali: *moduli di elasticità, duttilità e creep; resistenza a compressione e a trazione;*
- Proprietà della malta, quali: *resistenza a compressione e a trazione; moduli di elasticità duttilità e creep; caratteristiche di aderenza;*

L'esigenza di ridurre la muratura ad un materiale omogeneo e isotropo, il cui comportamento sia individuato attraverso determinati parametri meccanici ed elastici, è strettamente connessa alla necessità di modellare l'edificio e di analizzare lo stato di tensione e di deformazione attraverso le stesse metodologie che vengono impiegate per le altre tipologie costruttive. Sotto l'aspetto applicativo sembra preferibile uno studio delle pareti murarie condotto attraverso una modellazione in *macro-elementi*.

Malte

Le malte sono miscele costituite da tre distinti componenti: *acqua, inerte, legante*.

In base al tipo di legante utilizzato, si hanno differenti tipi di malte: *aerea* (se il legante è calce idrata); *idraulica* (se il legante è calce idraulica); *cementizia* (se il legante è il cemento); *bastarda* (composta dal cemento e un altro legante). Tutte le malte inoltre possono essere integrate da additivi.

Secondo le Normative Tecniche di Costruzione del 2018, le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m . per l'impiego in muratura portante non sono ammesse malte con resistenza $f_m < 2.5 \text{ N/mm}^2$. Le malte possono essere prodotte in fabbrica o miscelate e prodotte in cantiere. La produzione in fabbrica genera due tipi di malta: *malte a prestazione garantita* con la classificazione riportata nella tabella 11.10.II;

Tab. 11.10.II - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm ²	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm ² dichiarata dal fabbricante						

Malte a composizione prescritta in cui la resistenza meccanica viene verificata mediante prove prescritte dalla normativa UNI EN 1015-11:2007. Inoltre vengono indicate le composizioni in volume a cui è possibile associare la classe di resistenza associata

Tab. 11.10.V - Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M 2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M 2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M 5	Bastarda	1	–	1	5	–
M 8	Cementizia	2	–	1	8	–
M 12	Cementizia	1	–	–	3	–

Nelle malte tradizionali la calce funge da legante ed è mescolata con gli inerti, elementi che non innescano reazioni chimiche con il legante o acqua ma creano i vuoti necessari a far penetrare la CO₂ presente nell'aria per la presa e l'indurimento della malta. In una prima fase si ha un indurimento parziale e provvisorio dovuto all'evaporazione dell'acqua; seguito da un indurimento dovuto alla ricarbonatazione della calce.

L'inerte più utilizzato è la sabbia di fiume che non contiene cloruro di sodio (NaCl) né altre sostanze, ad esempio quelle organiche che influenzano negativamente il processo di ricarbonatazione. Secondo vari capitolati, la sabbia deve essere di natura silicea, priva di

residui organici e se gettata in acqua non deve intorbidirla. In epoca romana si usava la pozzolana proprio per la sua natura silicea, con conseguenti vantaggi di durabilità e compattezza.

Nelle malte, la calce ha la funzione di riempire i vuoti esistenti tra i granelli di sabbia, la quantità di malta deve essere tale da garantire un sufficiente numero di vuoti in modo da permettere la ricarbonatazione in contrario una quantità insufficiente di calce rende la malta friabile.

Solitamente si utilizzano queste proporzioni:

$1 \text{ m}^3 \text{ malta} = (0,25-0,4 \text{ mc}) \text{ calce spenta} + (0,85-1 \text{ mc}) \text{ sabbia} + \text{minor acqua possibile}$

$1 \text{ m}^3 \text{ malta bastarda} = 168 \text{ kg calce idrata} + 100 \text{ kg cemento a lenta presa} + 0,9 \text{ mc sabbia.}$

Elementi lapidei

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo; essi non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici e devono essere integri, senza zone alterate o rimovibili. Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel § 11.10.3. delle NTC 2018.

I materiali naturali sono posti in opera nello stato in cui sono cavati dal sottosuolo. Tra queste ritroviamo le **rocce**, aggregati naturali di particelle e corpi solidi di vario genere, costituiti da più minerali. Si possono classificare in base alla loro origine:

- a. ignee o magmatiche o eruttive:** generate in seguito al consolidamento del magma (silicolitica) ad elevata temperatura e con quantità variabile di componenti. Si distinguono in:
 - *intrusive:* consolidatesi prima che il magma raggiungesse la crosta terrestre (granito)
 - *effusive:* originate dal magma consolidatosi in superficie (basalto, porfido)

b. sedimentarie: generate in seguito a processi di natura inorganica. Si dividono in base alla genesi in:

- *clastiche:* costituite da particelle trasportate meccanicamente (arenarie, argille, tufi)
- *chimiche:* formatesi dalla precipitazione di sostanze disciolte nelle acque degli oceani, laghi, fiumi (travertino, dolomite, silicee)
- *organogene:* se traggono origine da scheletri silicei, sostanze carboniose o fosfatiche (calcare)

c. metamorfiche: derivano dalla trasformazione di rocce preesistenti, eruttive o sedimentarie, che dà luogo a nuovi minerali o a nuove strutture (quarzo che deriva dall'arenaria, marmo dal calcare)

Nell' area campana ritroviamo una grandissima quantità di materiali naturali utilizzati nel corso dei secoli per le più svariate costruzioni, dagli edifici residenziali ai luoghi di culto o della vita pubblica. La presenza di materiali in loco ha sicuramente influenzato le tecniche costruttive che si sono evolute nel corso dei secoli nel tentativo di aumentarne la durabilità e la resistenza.

Tra i materiali naturali nel campano ritroviamo i ***prodotti vulcanici del Somma-Vesuvio***, dall'attività vulcanica si generano infatti le lave, masse amorfe o microcristalline. Esse hanno una buona resistenza meccanica, durezza e compattezza: il carico a rottura a schiacciamento è di circa 1200 kg/cm².

La ***lava vesuviana***, è oggi nota con il nome ***pietrarsa***, veniva estratte da cave oggi ormai abbandonate. Le lave, a seguito di un'eruzione, andavano consolidandosi, formando banchi costituiti da materiali diversi: in un primo momento la ferrugine scoriacea superficiale e nel cuore della colata la migliore pietra da taglio "pietre arsicce". La ***pietrarsa*** è stata una pietra da taglio molto usata in Campania utilizzata durante lo sviluppo edilizio durante i regni di Carlo di Borbone (1700). Nell'800 è stata utilizzata sia come pietra da taglio che come pietrame da muratura e anche blocchi da scogliere e soprattutto per la pavimentazione stradale, i cosiddetti "basoli".

Oltre alla pietrarsa ritroviamo il *pietrame vesuviano* noto come “scardonì”, essi consistevano in elementi di forma irregolare (10-20 cm³) originati dalla frantumazione artificiale delle rocce laviche, utilizzati per murature di forte resistenza; “schegge” più piccole venivano invece adoperate per realizzare il sottofondo di lastricati di basoli.

La *ferrugine* deriva dall'improvviso raffreddamento della parte superiore delle colate laviche, ha la forma di una crosta spugnosa molto irregolare e scabra. Si ottenevano murature di getto di alta resistenza e compattezza per la forte adesione fra le malte e la loro superficie scabra.

Nel campano ritroviamo anche i *prodotti vulcanici dei Campi Flegrei e delle Isole*. Tra questi ritroviamo il **tufo grigio** o tufo campano che fornisce una buona pietra da sbozzo, di colore grigio e compattezza varia. Rispetto al piperno è più lavorabile e più leggero e quindi preferito per la realizzazione di elementi decorativi, ma poi abbandonato per la scarsa durezza. La resistenza a compressione è minore di quello del tufo giallo: la tensione di rottura a schiacciamento varia tra i 25-60 kg/cm².



Figura 7 nicchie Alatri in tufo grigio.

Il **piperno** ha consistenza e colore simile al tufo grigio ma ha una grana rozza che include macchie più scure, brandelli lavici, dette “fiamme” che presentano maggiore durezza e rimangono intatte anche col deterioramento della matrice. Il piperno è presente nelle zone di Soccavo le cui cave, nella collina dei Camaldoli, sono oggi in disuso. La consistenza aumentava all'aumentare della profondità del banco. La durezza è maggiore rispetto a

quella delle altre rocce piroclastiche ma ha scarsa resistenza all'usura che ne ha determinato il disuso.



Fig. 2 facciata Chiesa del Gesù Nuovo in piperno.

Il **tufo giallo stratificato** è il prodotto di eruzioni anteriori a quelle che hanno generato il tufo giallo caotico. Contiene una grande quantità di pomice e scorie ma raramente in passato è stato utilizzato per le costruzioni. Infine, ritroviamo il **tufo giallo caotico o napoletano**, il materiale più diffuso, che è stato adoperato nella costruzione di edifici nel napoletano. Si ritrova nel sottosuolo in forma grossi banchi con spessore variabile fino a 150 m, anche sovrapposti e separati da materiali più o meno incoerenti. I banchi di tufo sono ricoperti da prodotti incoerenti (pozzolane, pomici, lapilli) dovuti alle eruzioni più recenti.



Figura 8 facciata Accademia delle belle arti di Napoli in tufo caotico napoletano.

Il tufo è generato dalla cementazione di detriti vulcanici espulsi dalle eruzioni del complesso vulcanico dei Campi Flegrei. È stato largamente utilizzato per le ottime qualità di resistenza in rapporto al suo peso specifico e per il basso costo dovuto alla sua abbondanza nel sottosuolo e la facilità di estrazione. Ma il suo continuo sfruttamento ha determinato la creazione nel sottosuolo di una complessa rete di canali, gallerie, cavità ancora oggi non esattamente rilevate.

Il tufo è un materiale lavorabile proprio per questo è stato largamente utilizzato come materiale da costruzione. Il peso specifico medio è di 1700 kg/m^3 e il carico di rottura varia tra $40\text{-}100 \text{ kg/cm}^2$. Solitamente prima di raggiungere il blocco tufaceo si rinvengono banchi di materiali incoerenti (pozzolane e lapilli), strati di **tasso** (pozzolana a grana grossa e molto costipata), strati di **mappa monte** (roccia leggera e di scarsa resistenza simile al tufo ma di limitata resistenza meccanica) e strati di **tufi duri**.

Per secoli le pietre di tufo sono state estratte e sbazzate a mano in forma di parallelepipedi fino all'avvento delle macchine tagliatrici. La scarsa resistenza all'usura e agli agenti atmosferici ha sconsigliato il loro utilizzo nelle murature a faccia vista ma ne esistono alcuni esempi: *S. Chiara, Accademia di Belle Arti di Enrico Alvino*.

*Oltre alle rocce ritroviamo anche **materiali sciolti** che nel campano nella maggior parte dei casi ricoprono il banco di tufo giallo con uno strato quasi continuo dovuto agli eventi*

eruttivi più recente dei Campi Flegrei. Tra questi ritroviamo la **pozzolana** che è stata largamente utilizzata in edilizia; essa si rinviene a quote poco profonde e fornisce, se mescolata con la calce, un'ottima malta aerea, è un materiale di origine vulcanica derivante da rocce piroclastiche che in seguito al rapido raffreddamento presentano una struttura vetrosa. La pozzolana è di color giallo-bruno e risulta più o meno ricca di pomici e piccoli lapilli.

I romani capirono i vantaggi di questo materiale come inerte nella preparazione della calce. Nel corso dell'indurimento si ha la ricarbonatazione dove la pozzolana svolge una funzione attiva: infatti mescolando la silice della pozzolana con la calce si ottengono malte molto resistenti.

Le **sabbie** vulcaniche sono prevalentemente ceneri e piccoli lapilli, generati dall'azione di dilavamento delle acque meteoriche nei depositi di lapillo e pozzolana. Le **pomici** sono brandelli di lava, di dimensioni variabili, di costituzione vetrosa, porosi e leggeri, originatesi da un brusco raffreddamento della lava fusa. I **lapilli** sono piccole pomici diffuse nella zona vesuviana in banchi di spessore variabile alternati a quelli di pozzolana. I lapilli sono utilizzati per realizzare battuti impermeabili e conglomerati leggeri per voltine, massi di solai lignei in quanto sono leggeri e si favoriscono una buona coibenza termica ed acustica.



Figura 9 pomice vulcaniche.

Infine, ritroviamo **calcari e marmi ornamentali**, rocce di origine sedimentaria, a seconda della loro genesi e delle trasformazioni subite, si presentano in banchi dalle caratteristiche

fisiche e meccaniche molto diverse, di conseguenza possono essere utilizzati come pietrame calcareo per le murature, pietra da calce, massi per scogliere, pietre ornamentali e da taglio.

Oltre ai materiali naturali ritroviamo i materiali artificiali che a differenza dei precedenti subiscono delle lavorazioni prima di essere messe in opera. Nel territorio campano ad esempio, i mattoni, ottenuti mediante l'impasto e la successiva cottura di terre argillose, hanno avuto un impiego limitato in quanto era presente in abbondanza il tufo utilizzato in passato per la maggior parte delle costruzioni. I mattoni pieni sono stati impiegati nell'edilizia per realizzare elementi costruttivi che richiedevano maggiore resistenza e regolarità geometrica (pilastri, colonne, piattabande, archi) e per rafforzare murature dissestate.

I mattoni vengono realizzati tramite argille polverizzate ed impastate con acqua dando luogo ad un materiale plastico e lavorabile, che essiccato diventa consistente.

I primi mattini erano utilizzati dalle antiche civiltà mesopotamiche e babilonesi che realizzavano **mattoni crudi** formati in stampi lignei ma già dal 3000 a.C. si iniziò a far uso dei **mattoni cotti** che sono stati un elemento fondamentale nella tecnica edilizia romana.

Già dal V sec a.C. era nota l'arte di cuocere l'argilla ma era adoperata solo per realizzare tegole o terracotta per i tetti mentre per la produzione e l'uso su larga scala su elementi strutturali bisognerà attendere l'Impero romano.

Inizialmente i romani adoperarono i mattoni cotti solo nei muri soggetti a fenomeni di umidità o sottoposti a forte calore (bagni, forni di riscaldamento) poi per pareti esposte alle intemperie e ai fenomeni atmosferici (terrazze, cisterne), solo durante l'epoca imperiale per le murature. L'utilizzo dei mattoni cotti fu favorito dall'alluvione del Tevere del 54 a.C., a Roma infatti, furono proibiti i mattoni crudi

Il successo dei laterizi nelle murature romane è dovuto alle caratteristiche di ottima adesione delle malte, di impermeabilità e la predisposizione ad essere intonacati.

Le argille utilizzate per la realizzazione di mattoni possono essere *grasse* (povere di sabbia, untuose al tatto) o *magre* (ricche di sabbia), la fabbricazione dei laterizi richiede un'argilla intermedia in quanto se fosse grassa nella cottura diminuirebbe notevolmente il volume creando delle spaccature, se fosse magra non mostrerebbe adeguata consistenza.

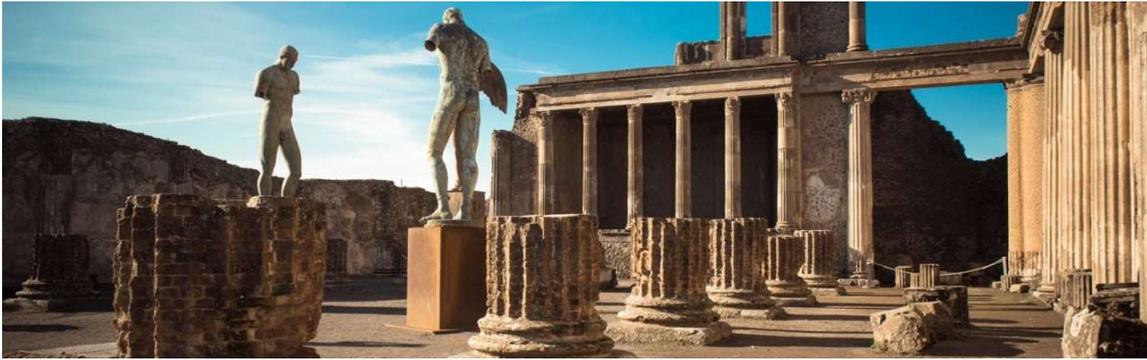


Figura 10 colonne pompeiane realizzate in mattoni.

Le **tecnologie produttive** nel corso dei secoli sono rimaste pressoché invariate; le principali fasi sono:

- scavo per ricavare l'argilla
- eliminazione dell'impurità
- formatura
- essiccazione
- cottura a 1000°C

Le dimensioni dei mattoni oggi sono standardizzate dalle norme UNI (UNI 25x12x5,5 cm) ma nel passato ogni regione aveva delle proprie dimensioni, ad esempio nell'area napoletana i laterizi tradizionalmente impiegati sono stati i mattoni pieni (26x13,5x6 cm) provenienti da Reggio Calabria, Scauri e Casamicciola. Oltre ai mattoni pieni venivano realizzati "Quadrelli" e "quadroni", utilizzati per pavimentazioni.

Affinché la muratura costituita da mattoni abbia buona resistenza la loro superficie non deve risultare troppo liscia in quanto rende scarsa l'aderenza delle malte e la loro cottura deve essere corretta. A seconda della cottura si dividono in "mezzani" o "forti" se la cottura è adeguata e non presentano vuoti. I mattoni troppo cotti sono detti "ferrigni", essi tendono a vetrificarsi e risultano duri e fragili e presentano scarsa aderenza con la malta. I mattoni poco cotti chiamati *albasi*, sono poco resistenti e assorbono grandi quantità di acqua essendo molto porosi.

La resistenza a compressione dipende dalla composizione dei vari elementi che la compongono e dalla cottura, solitamente varia tra 200-300 kg/cm².

2 COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA SOTTOPOSTI A SISMA

La maggior parte degli edifici esistenti è stato realizzato non in conformità alle normative antisismiche vigenti data la loro epoca di costruzione antecedente al concetto di sicurezza strutturale nei riguardi degli eventi sismici.

I terremoti degli ultimi trent'anni hanno indotto ad una maggiore consapevolezza del rischio sismico e delle problematiche strettamente connesse alla vulnerabilità del costruito esistente, specie se di interesse storico monumentale. A tal riguardo i centri storici italiani sono da considerarsi un patrimonio architettonico storico in quanto risultano testimonianza di civiltà del passato e documento di cultura urbana.

La conservazione del carattere tipologico di tali strutture diventa quindi aspetto di fondamentale importanza, ma allo stesso tempo la salvaguardia dal collasso può contrastare con tale aspetto. Ne deriva che, coniugare le esigenze di conservazione con quelle relative ad un prefissato standard di sicurezza, significa adottare sistemi di analisi specificatamente messi a punto per tali tipologie di manufatti, oltre che, soluzioni di intervento con metodi e tecniche innovative, reversibili e compatibili, i quali tengano in conto che il patrimonio architettonico storico è stato collaudato per eventi di intensità rilevante.

Nello studio del comportamento degli edifici in muratura non si può prescindere dalla premessa riguardante la differenza tra comportamento globale e locale. E', infatti, noto come la maggior parte dei danni rilevati negli edifici in muratura in seguito al sisma siano dovuti all'innescò di cinematismi di tipo locale mentre una parte più ridotta sia dovuta ad un collasso globale.

Inoltre, il collasso della struttura muraria inteso come organismo globale può avvenire solo nel caso in cui non si inneschi nessuno dei meccanismi locali. Per tale motivo lo studio del comportamento strutturale degli edifici in muratura generalmente parte dallo studio dei meccanismi locali.

L'analisi di tali meccanismi prevede un'accurata conoscenza dell'elemento murario o della porzione di struttura che si intende studiare. Questo perché il comportamento, così come le

criticità, sono fortemente influenzati dai particolari realizzativi degli elementi, quali possono essere, gli ammorsamenti, le connessioni e la tessitura muraria.

La capacità del manufatto nei confronti delle azioni sismiche è fortemente dipendente dalla qualità dei collegamenti in particolar modo degli incroci murari, siano essi cantonali e martelli murari, e della struttura portante con gli orizzontamenti, sia intermedi che di copertura.

La stessa tipologia di orizzontamento incide sulla risposta sismica: le volte, ad esempio, comportano spinte sulle murature di facciata se non adeguatamente contrastate; le coperture spingenti comportano anch'esse delle azioni fuori piano; i solai in legno del passato non risultano rigidi nel proprio piano e quindi non distribuiscono le azioni uniformemente su tutta la struttura.

Non sempre tale processo di conoscenza risulta agevole sia a causa di problemi oggettivi sia a causa di problemi soggettivi quali la vetustà (o storicità) dell'edificio, il rimaneggiamento dell'impianto strutturale, l'occultamento di particolari strutturali per ragioni meramente estetiche. Il primo passo da effettuare nel difficile processo di analisi di un edificio esistente è dunque la conoscenza della sua storia. Da essa, infatti, è possibile ricavare numerose informazioni utili per la definizione della struttura. L'epoca di costruzione, l'area geografica di appartenenza, lo sviluppo della sua costruzione, che potrebbe avvenire in più fasi con il susseguirsi di differenti tecniche costruttive e differenti materiali, forniscono ad un occhio esperto importanti indizi.

La muratura è un materiale composito le cui caratteristiche meccaniche dipendono dalle proprietà dei singoli componenti (elementi lapidei e malta), ma anche dalla tessitura muraria e dalla forma degli elementi che la compongono. Risulta fondamentale, quindi, conoscere le modalità costruttive (tessitura, singolo o doppio paramento, presenza di un sacco riempito da materiale incoerente, presenza di diatoni di collegamento tra i paramenti) oltre che i materiali di cui essa è costituita (ciottoli, pietre sbozzate, pietre squadrate, mattoni, malta di allettamento, ecc..) e dal loro degrado.

Oltre a ciò lo studio dell'eventuale quadro fessurativo, con lesioni che possono essere di natura fisiologica o prodotte dall'incipiente innesco di cinematismi, è una preziosissima fonte di conoscenza della distribuzione attuale o passata delle tensioni nella muratura.

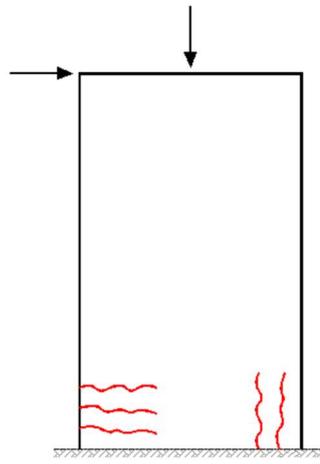
Lo studio dei meccanismi di collasso prevede l'assunzione fondamentale del comportamento monolitico della porzione di muratura oggetto di studio. Questa condizione non sempre è verificata e talvolta, in presenza di murature di bassa qualità, può innescarsi il fenomeno della disgregazione della muratura. Tale fenomeno di per sé è molto più fragile e dissipa una quantità di energia molto ridotta rispetto ad un meccanismo di primo o secondo modo. È opportuno, quindi, ancor prima di approcciare allo studio del cinematismo progettare opportuni interventi (ristilatura dei giunti, connessione dei diversi paramenti nelle murature a più teste tramite diatoni, ecc.) atti a scongiurare il verificarsi di tale fenomeno.

2.1 Meccanismi nel piano

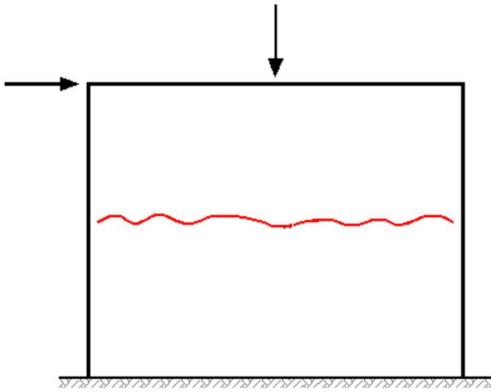
Se la struttura in muratura è realizzata in maniera tale da non consentire l'attivazione di meccanismi di I modo l'intero complesso strutturale è coinvolto nella risposta sismica e si attivano le resistenze degli elementi nel proprio piano. Solo nelle strutture caratterizzate da buoni collegamenti tra le pareti ortogonali e tra i solai e le pareti stesse, che scongiurano l'attivazione di meccanismi fuori piano, i quadri fessurativi dimostrano l'attivazione delle riserve di resistenza della muratura investita nel proprio piano.

I meccanismi che si attivano sono quelli definiti di "II Modo" e coinvolgono principalmente le loro resistenze flessionali e taglianti. È immediato verificare che il collasso di un elemento murario per danneggiamento nel proprio piano richiede un'energia molto maggiore rispetto a quella richiesta per l'attivazione di un cinematismo al di fuori del piano.

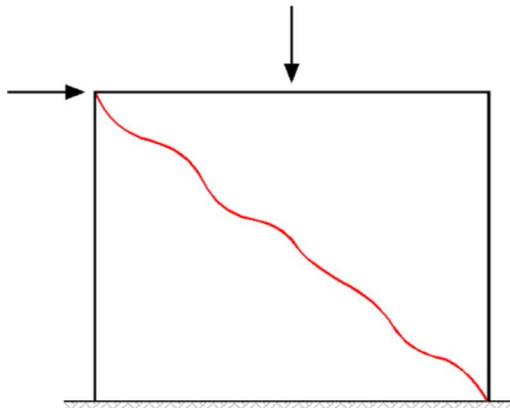
Il comportamento delle pareti nel piano dipende fortemente dalle dimensioni degli elementi. Il rapporto di forma, rapporto tra altezza e base dei pannelli, insieme ai carichi gravitazionali e taglianti in gioco, possono comportare crisi per pressoflessione, tipicamente per pannelli snelli, oppure per taglio da scorrimento, nel caso di pannelli tozzi con carichi gravitazionali limitati, oppure crisi per taglio da trazione, come riportato nella Figura 12.



(a)



(b)



(c)

Figura 11 Crisi nel piano dei pannelli: (a) pressoflessione; (b) taglio scorrimento; (c) taglio trazione

Alle vulnerabilità intrinseche dei manufatti edilizi storici nei confronti delle azioni dinamiche precedentemente trattate, si aggiungono numerosi casi di guasto dovuto ad azioni di tipo antropiche. La consuetudine degli utenti di abitazioni di adattare le unità abitative alle proprie esigenze, spesso, conduce ad adottare delle pratiche poco ortodosse che compromettono la staticità del manufatto. Le pratiche più comuni, emerse a seguito di gravi dissesti, vanno dalle aperture di nicchie all'asportazione di intere pareti murarie, per la realizzazione di ampi saloni ed ambienti openspace. Allo stesso modo, la mancata cultura della manutenzione programmata, a favore della pratica consueta di intervenire a guasto avvenuto, talvolta attraverso la realizzazione di lavori in economia e in assenza di indagini preliminari per risalire alla causa del guasto, porta a sottovalutare delle situazioni che, in maniera indiretta, compromettono l'equilibrio statico del manufatto.

Molto spesso interventi del passato si sono rilevati fallaci e al contrario della loro idea progettuale non hanno fatto altro che aumentare le vulnerabilità delle strutture in muratura. Per questo motivo, conoscere l'intera storia di vita della struttura è la fase più importante nell'analisi degli edifici in muratura, soprattutto se di interesse storico-monumentale.

Tra gli interventi di manutenzione con ripercussioni strutturali, che con maggior frequenza sono stati adottati in passato, è possibile annoverare: sostituzione di solaio di piano o di copertura; inserimento di sistemi di connessione di pareti murarie scarsamente ammortate; apertura e chiusura di vani.

In Figura 13 si possono osservare gli effetti prodotti dalla sostituzione di una copertura deformabile in legno con un solaio misto in acciaio e calcestruzzo più rigido, disposto con una diversa orditura rispetto a quella originaria. Il nuovo impianto coinvolge un sistema resistente diverso da quello inizialmente concepito. La variazione di orditura induce certamente una diversa distribuzione dei carichi sugli elementi verticali portanti. Essa, inoltre, può indurre il manifestarsi di un quadro fessurativo sulla porzione di parete in prossimità del vano, dovuto al riassetto dei carichi verticali non contemplati inizialmente. La sostituzione della copertura ha provocato, oltre modo, un dissesto nella muratura e la necessità di un suo ripristino non atteso nel preventivo di spesa.



Figura 12 Lesione nel paramento murario a seguito di intervento di rifacimento del solaio con cambiamento di orditura

Altresì, la sostituzione dei solai di piano deformabili con impalcati rigidi, mentre da un lato può scongiurare il collasso della struttura per meccanismi fuori piano, dall'altro modifica la risposta degli elementi resistenti di parete, che passano da un comportamento di tipo flessionale ad uno di tipo tagliante. In tal caso, è necessario verificare l'adeguatezza delle strutture al nuovo sistema di sollecitazioni.

Sono frequenti i casi in cui sono state previste opere di sostituzione delle coperture leggere spingenti. In particolare, sono stati spesso adottati interventi di sostituzione di coperture esistenti con altre pesanti, del tipo in cemento armato, soprattutto per rispondere alle moderne esigenze di sicurezza. Crolli e dissesti subiti nei recenti eventi sismici, però, hanno mostrato come questa modalità di intervento, se non ben progettata ed eseguita, sia risultata inadeguata specie nei confronti della sicurezza, qualora non sia stata valutata l'idoneità del sistema strutturale all'incremento di forze inerziali e non sia stato progettato un vincolo opportuno tra la nuova copertura e le murature (Figura 14).



Figura 13 Danni da sostituzione di copertura.

In definitiva, i dissesti statici delle fabbriche edilizie scaturiscono da azioni perturbatrici di diversa natura. La vetustà è nemica inesorabile delle costruzioni, insidia la materia rendendola vulnerabile alle variazioni termiche, igrometriche e agli agenti atmosferici. Ogni causa perturbatrice induce delle alterazioni nel regime di equilibrio statico del sistema murario; superati certi limiti, tali alterazioni danno luogo a dissesti statici che si manifestano attraverso lesioni e deformazioni. Dalla diagnosi del quadro fessurativo si può

risalire al dissesto che lo ha generato e alla relativa causa, attraverso una relazione diretta causa-effetto.

Risulta chiaro, pertanto, che un continuo monitoraggio del buon funzionamento delle strutture e degli impianti da parte degli stessi utenti del bene, così come una manutenzione programmata che si avvalga delle diverse innovazioni tecnologiche nel campo dell'ingegneria strutturale, rappresentano aspetti chiave al fine di ridurre sensibilmente la vulnerabilità dei manufatti esistenti e perseguire la duplice finalità di conservazione e sicurezza sismica.

2.2 Meccanismi fuori piano

Qualora la struttura non sia in grado di rispondere con un comportamento globale al sisma vi è l'insacco di cinematismi dovuti alle forze che investono la parete ortogonalmente al proprio piano. Tali meccanismi detti "di fuori piano" sono anche definiti di "primo modo" perché necessitano di minore energia per la loro attivazione e dunque sono i primi ad innescarsi.

Tra i meccanismi più frequenti che si rilevano, senza pretesa di esaustività, si hanno:

- Ribaltamento Semplice della Parete
- Ribaltamento Composto della Parete
- Ribaltamento del Cantonale
- Flessione Orizzontale della Parete
- Flessione Verticale della Parete
- Ribaltamento del Timpano

Ciascuno dei succitati meccanismi, inoltre, può presentare varianti a seconda del coinvolgimento dell'intero elemento (facciata, timpano, cantonale, ecc.) o solo di parte di esso a causa della presenza di murature a più foderi tra loro scollegate.

Il *ribaltamento semplice* di pareti esterne degli edifici dovute all'azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose. Il meccanismo viene schematizzato come una rotazione rigida della parete o di una porzione di essa attorno ad

una cerniera cilindrica orizzontale posta alla sua base, attivata da sollecitazioni ortogonali al piano che la contiene.

Tale situazione si verifica quando il muro investito dall'azione sismica ad esso ortogonale non è vincolato ad altri elementi quali la copertura, i solai o le pareti perpendicolari. È evidente che a parità di condizioni di vincolo e qualità muraria, il cinematismo si innesca per primo nelle pareti normali all'azione sismica. Tale cinematismo può riguardare tutta la facciata o solo parti sommitali di questa, come descritto in Figura 15.

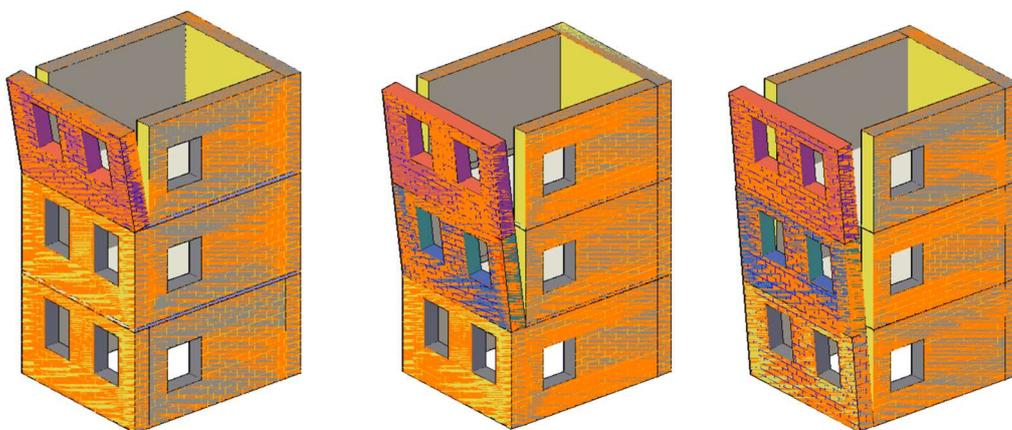


Figura 14 Meccanismo di ribaltamento semplice di un fabbricato

I segni di un'incipiente attivazione di tale meccanismo sono facilmente individuabili osservando l'incrocio tra la parete oggetto del meccanismo e quella ad essa ortogonale. In tal caso, infatti, non sarà difficile individuare una o più lesioni verticali in corrispondenza dell'intersezione dei due pannelli murari, con ampiezza maggiore in prossimità della sommità dell'edificio (Figura 16). Un'accurata ispezione interna, inoltre, può evidenziare l'avvenuto sfilamento delle travi del tetto o dei solai.



Figura 15 Quadro fessurativo per meccanismo di ribaltamento semplice

Il *ribaltamento composto* delle pareti murarie si manifesta, così come quello di ribaltamento semplice, attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base del pannello, ma accompagnata dal trascinamento di parti delle pareti ad essa ortogonali (Figura 17).

La dimensione della porzione del muro ortogonale che subisce il ribaltamento insieme alla facciata dipende fortemente dalla tessitura muraria. L'angolo di inclinazione e l'estensione del cuneo di trascinamento sono più evidenti per murature regolari rispetto a murature disordinate. Inoltre, la presenza di aperture può condizionare o meno la diffusione della lesione nel muro ortogonale.

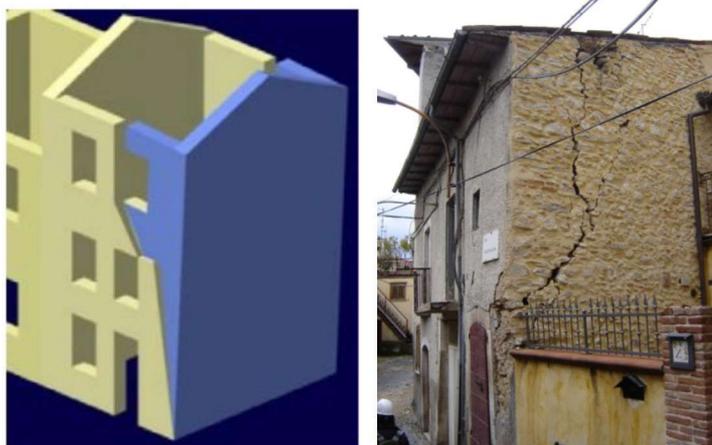


Figura 16 Meccanismo di ribaltamento composto

Il *ribaltamento del cantonale* si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso.

Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macro-elemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di circa 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta (Figura 18).



Figura 17 Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Il meccanismo di *flessione verticale* di una parete si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano (Figura 19).

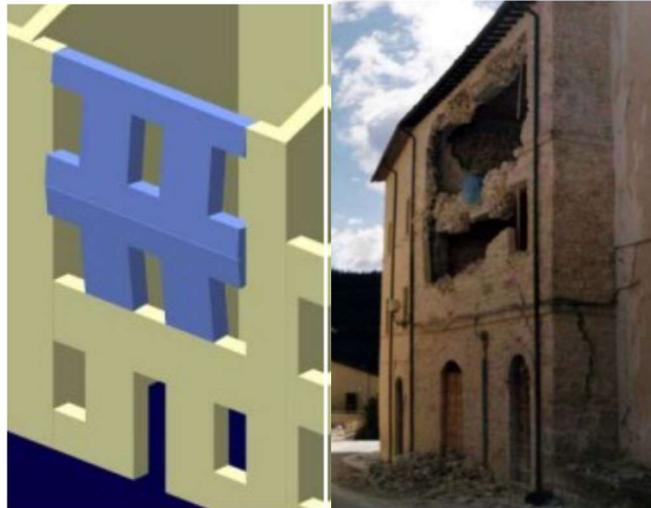


Figura 18 Meccanismo di ribaltamento di flessione verticale

Il meccanismo di *flessione orizzontale* di una parete si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano (Figura 20).



Figura 19 Meccanismo di ribaltamento di flessione orizzontale

Il meccanismo di *collasso del timpano* si manifesta con l'espulsione di parte sommitale della parete del timpano e col distacco di corpi cuneiformi definiti da sezioni di frattura oblique e verticali per azioni fuori dal piano (Figura 21). Il cinematismo è in genere provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura. In fase

sismica la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni causa il trasferimento di una elevata spinta alla parete del timpano e può determinare il distacco di macro-elementi cuneiformi e l'instaurarsi delle condizioni di instabilità che si manifestano attraverso la rotazione degli stessi attorno a cerniere oblique. Il cinematismo è analizzato considerando il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano ed ipotizzando che i due macro-elementi possano ruotare ciascuno attorno ad una delle cerniere cilindriche oblique e reciprocamente entrambe rispetto ad un punto di contatto; nel contempo si ammette che essi subiscano scorrimenti verso l'alto lungo le suddette cerniere inclinate.



Figura 20 Meccanismo di ribaltamento del timpano

2.3 Metodi di analisi strutturale per la valutazione della sicurezza

Scegliere accuratamente il tipo di analisi è di fondamentale importanza al fine di ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica della struttura. Secondo la normativa le tipologie di analisi si dividono in due famiglie, lineari e non lineari, adottate in funzione della struttura e del modello di comportamento adottato. In definitiva, in generale, la normativa prevede quattro modalità di analisi sismiche eseguibili:

- Analisi statica lineare (LSA - Linear Static Analysis): è basata sull'idealizzazione della struttura come sistema elastico lineare e dell'azione sismica come sistema di forze statiche applicate in prossimità di ogni impalcato, nel loro centro di massa;

- Analisi dinamica lineare (LDA - Linear Dynamic Analysis): effettuata con riferimento alla determinazione dei modi di vibrare della struttura ipotizzata in campo elastico;
- Analisi statica non lineare (NLSA - Non Linear Static Analysis): consiste nel sottoporre la struttura ai carichi gravitazionali e ad un sistema di forze orizzontali, incrementate in maniera monota, fino a raggiungere un certo valore di spostamento che ne determina il collasso.
- Analisi dinamica non lineare (NLDA - Non Linear Dynamic Analysis): tipologia che consente di valutare, tramite l' integrazione delle equazioni del moto, la risposta sismica della struttura ipotizzata a comportamento non lineare.

Per sistemi dissipativi come gli edifici in muratura i metodi di analisi lineari (LSA e LDA) sono molto restrittivi in quanto sottostimano le capacità di resistenza e deformative dei materiali. I metodi di analisi non lineari (NLSA e NLDA) sono più accurati e quindi adatti, ma per quanto riguarda l'analisi dinamica non lineare, essa risulta di difficile applicazione pratica vista la mole computazionale richiesta. Non resta che focalizzare l'attenzione sull'analisi statica non lineare (NLSA), detta anche *Pushover*. La normativa vigente, per la tipologia strutturale in muratura, consente di utilizzare l'analisi pushover anche per le strutture la cui massa partecipante del primo modo di vibrare è inferiore al 75 %.

2.3.1 Analisi Statica Lineare

Come indicato dalla NTC 2018, l'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi applicata nella direzione orizzontale.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h z_i \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

2.3.2 Analisi Dinamica Lineare

Viene eseguita sulla struttura per effettuare una prima verifica degli elementi murari e consiste in tre passaggi fondamentali:

- Analisi modale per la determinazione dei modi di vibrare della struttura;
- Determinazione dello spettro di progetto appartenente ad ogni modo di vibrare considerato;
- Successiva combinazione degli effetti.

L'analisi modale rappresenta una procedura di valutazione degli effetti dell'azione sismica e viene effettuata con riferimento alla determinazione dei modi di vibrazione della struttura considerata in campo elastico.

L'analisi deve prendere in considerazione tutti i modi di vibrare che forniscono un contributo significativo alla risposta dinamica della struttura, in termini di massa partecipante. A tal proposito il §7.3.3.1 delle NTC18 specifica che è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Ad ogni deformata modale è associato un coefficiente di partecipazione che, in relazione allo spettro di progetto, permette di valutare i vettori massimi delle forze statiche equivalenti relative ai vari modi. Per combinare gli effetti dei singoli modi di vibrare, le combinazioni più usate sono: SRSS (Square Root of Sum of Squares) e CQC (Complete Quadratic Combination), le quali espressioni sono:

1. SRSS
$$E = \sqrt{\sum E_i^2};$$
2. CQC
$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j};$$

Dove E_j è il valore dell'effetto relativo al modo j-esimo;

ρ_{ij} è il valore del coefficiente di correzione tra il modo i-esimo ed il modo j-esimo (per quanto riguarda la formula utilizzata per il calcolo si rimanda al §7.3.3);

2.3.3 Analisi Statica non Lineare

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti risulta un compito fondamentale dell'ingegnere strutturale a cui quest'ultimo deve ottemperare. La conoscenza della risposta sismica degli edifici storici, strategici, strutture speciali, ma anche edifici comuni è di fondamentale importanza per tutelare il patrimonio architettonico. Ogni intervento di adeguamento o miglioramento sismico di una struttura esistente deve essere preceduto da un'analisi atta a determinare la resistenza della struttura prima dell'intervento. Con l'evoluzione nel tempo delle normative e dei programmi di calcolo, il progettista ha accesso a metodologie sempre più avanzate di valutazione sismica

delle strutture o di progettazione delle stesse. Tali strumenti tecnici e normativi hanno portato al concetto noto in letteratura con l'acronimo di **PBD** o *Performance Based Design*. La progettazione e la valutazione di strutture passano quindi nella determinazione di una *Performance*, od in altre parole, nella determinazione della prestazione attesa. I recenti impianti normativi si basano proprio sul raggiungimento di una prestazione. Nella progettazione, questa prestazione la si fissa in fase progettuale ed è, spesso, proprio il punto di partenza di questa fase. Nella valutazione, invece, la prestazione è lo scopo della indagine stessa. Quando si affronta la progettazione di una nuova struttura, normalmente si approccia con un metodo di analisi lineare: la dinamica lineare, nota anche come analisi spettrale. In tale analisi, si determinano le azioni ipotizzando la prestazione della struttura che si intende progettare. Queste prestazioni vengono fissate prevalentemente nella fase di scelta del fattore di comportamento, il fattore indicato comunemente con **q**. Il fattore di comportamento indica la capacità della struttura di dissipare l'energia sismica mediante il proprio danneggiamento strutturale. Una struttura con un **q** maggiore ha per definizione la capacità di danneggiarsi di più durante l'evento sismico, rispetto ad un'altra con un **q** minore. La scelta aprioristica del fattore di comportamento è proprio l'anello debole di un qualsiasi metodo di analisi lineare. Il progettista, assume un fattore con cui andrà a scalare le forze sismiche scommettendo sulle reali capacità dissipative della struttura. La scommessa è possibile solo rispettando le prescrizioni, in altre parole, le prestazioni attese della struttura sono garantite dal rispetto delle prescrizioni. Dove è da intendersi in modo estensivo il termine di prescrizioni: prescrizioni geometriche e di armatura, rispetto dei metodi di gerarchia delle resistenze nella progettazione strutturale. Nel caso di nuove progettazioni, non si hanno particolari problemi, il rispetto delle prescrizioni garantirà il buon esito della scommessa sulle prestazioni. Nel caso di strutture esistenti le geometrie e le armature potranno solo essere verificate e accertate e non possono essere impostati i requisiti emanati dalle norme.

Metodi di analisi e procedure di verifica

Per la valutazione degli edifici esistenti le normative tecniche prevedono sei diversi approcci numerici: statica e dinamica lineare con spettro elastico, statica e dinamica lineare

con spettro di progetto, statica non lineare (pushover) e dinamica non lineare. le NTC18 stabiliscono i limiti applicativi per ogni metodo e ne definiscono le procedure di utilizzo.

Tabella 1 metodi di analisi numerica per la valutazione di vulnerabilità sismica

Analisi	Limiti di applicabilità secondo le NTC	Verifiche strutturali
Statica lineare con spettro elastico	T1 < 2.5 TC T1 < 2.5 TD Regolarità in altezza $p_{max} / p_{min} \leq 2.5$	In termini di deformabilità per i meccanismi duttili, in termini di resistenza per i meccanismi fragili. Le resistenze per i meccanismi fragili sono valutate facendo riferimento ai valori medi divisi per i fattori di confidenza ed <u>i fattori di sicurezza parziali dei materiali.</u>
Dinamica lineare con spettro elastico	% massa partecipante > 85% includere tutti i modi con % massa > 5% $p_{max} / p_{min} \leq 2.5$	
Statica lineare con spettro di progetto	T1 < 2.5 TC T1 < 2.5 TD Regolarità in altezza	In termini di resistenza sia per i meccanismi duttili che per i meccanismi fragili. Le resistenze per i meccanismi duttili sono valutate facendo riferimento ai valori medi divisi per i fattori di confidenza. Le resistenze dei meccanismi fragili sono calcolate dividendo i valori medi per i fattori di confidenza e per i coefficienti parziali.
Dinamica lineare con spettro di progetto	% massa partecipante > 85% includere tutti i modi con % massa > 5%	
Statica non lineare	Applicabilità distribuzione Gruppo I	In termini di deformabilità per i meccanismi duttili, in termini di resistenza per i meccanismi fragili. Le resistenze dei meccanismi duttili sono valutate facendo riferimento ai valori medi divisi per i fattori di confidenza, le resistenze dei meccanismi fragili sono calcolate dividendo i valori medi per i fattori di confidenza e per i coefficienti parziali.
Dinamica non lineare	Nessuno	

Negli approcci basati su analisi elastiche con spettro di progetto, vi è il limite concettuale di dover stimare gli effetti dissipativi della struttura, oggetto d'indagine, mediante il coefficiente noto come fattore di comportamento, q , nel il quale si cerca di racchiudere la capacità che la struttura ha di incassare danno. Attraverso il danneggiamento strutturale, avviene la dissipazione energetica dell'azione sismica, quindi si ottiene uno sconto delle forze di progetto. Maggiore sarà il danno sopportabile dalla struttura prima di raggiungere il collasso, maggiore sarà l'entità dello sconto delle forze. Il problema fondamentale, ed il limite di queste analisi, sta nel dover "individuare" questo fattore prima di effettuare le analisi. Tutte le normative fissano questo fattore sulla base del sistema sismo resistente. Cosciché, come è noto, una struttura a telaio, sarà considerabile più duttile, di una a pareti, oppure, ancora di più di una torso-flessibile definita anche a nucleo. Il livello di duttilità è garantito dal rispetto del dettaglio strutturale: rapporti geometrici, rapporti di armatura flessionale, passo delle staffe, presenza delle staffe nei nodi o nei punti di maggiore danno, ma anche dalle sollecitazioni stesse, un elemento compresso avrà una duttilità minore dello

stesso elemento scarico, oppure, da una progettazione che rispetti la gerarchia delle resistenze (formazione di cerniere plastiche su travi e pilastri, protezione alla rottura del taglio, connessioni sovra resistenti rispetto agli elementi connessi, ecc). Mentre in una struttura da realizzarsi ex novo è possibile, non solo conoscere, ma intervenire su questi fattori, in una struttura esistente, soggetta a valutazione, questi fattori possono essere solo misurati. Ecco che le normative, suggeriscono di tenere in conto di questi principi, adottando adeguate riduzioni del fattore q . Le norme tecniche fissano i valori di q compresi tra 1.5 e 3, per una struttura esistente. Indicano poi che nello scegliere questo valore si dovrà tenere in conto dello stato di compressione di pilastri e setti. Inoltre viene differenziato il fattore di comportamento per meccanismi duttili e fragili. Com'è noto, infatti, le membrature non sono definibili aprioristicamente come duttili o fragili. Ma le membrature strutturali, come travi, pilastri e setti, sono considerabili duttili nei confronti di meccanismi presso-tenso-flessionali (verifiche PMM) e fragili per meccanismi di taglio. Quindi le NTC fissano il q compreso tra 1.5 e 3 per verifiche PMM e limitano ad 1.5 il valore per meccanismi di taglio.

Nell'analisi *pushover*, non vi è il problema della scelta aprioristica del fattore di struttura. In tale analisi si passano delle azioni via via crescenti, non ponendo limiti all'entità (modulo) di queste azioni, ma fissando delle distribuzioni in altezza. In sostanza, essendo l'analisi *pushover*, un'analisi al passo, si fissa una distribuzione di forza in altezza (sui piani dell'edificio) e si incrementa (o decrementa) iterativamente questa forza, monitorando spostamenti e danno. Quindi l'analisi *pushover* non ha il limite concettuale e applicativo di dover conoscere le forze sismiche, prima di effettuare la verifica, ma ha però comunque un limite: conoscere la ripartizione di queste forze in altezza, ovvero, la distribuzione. Questo limite viene in parte superato adottando diverse distribuzioni. Conoscere la distribuzione di forza vuol dire conoscere la risposta dinamica della struttura. Si fa notare che questo limite è comunque presente in tutti i metodi di analisi previsto, tranne in uno: l'analisi dinamica non lineare, unica vera analisi priva di limiti applicativi e teorici.

La risposta sismica delle strutture e comportamento non lineare

Le strutture non sono, normalmente, progettate per rimanere in campo elastico sotto forze orizzontali indotte dal sisma. A seguito di un'applicazione consistente di carico orizzontale, esse si danneggiano e rispondono fuori dal regime elastico. Si immagini di applicare ad incrementi (o decrementi) la forza orizzontale applicata su una struttura e si proceda per step, dove ad ogni punto corrisponde uno spostamento. Questa curva, nota come diagramma Forza-Spostamento, se monitoriamo la forza al piede (taglio complessivo) e lo spostamento di un punto sommitale (*punto di controllo*) assume il comune nome di Curva di capacità. Nei primi passi di applicazione, di dettaforza, la struttura rimane in campo elastico, la pendenza di questo primo tratto è definita come rigidità iniziale o rigidità elastica del complesso strutturale. Tale rigidità è quella che si ottiene in assenza di danno. Aumentando le forze esterne, alcuni elementi cominciano a plasticizzarsi, si ha il raggiungimento del primo snervamento. La rigidità, ovvero, la pendenza di questa curva, comincia a ridursi, seppur rimane un incrudimento (aumentano gli spostamenti, aumentando anche le entità delle forze applicate). Continuando ad aumentare, si arriva ad un livello di danneggiamento, per il quale, la curva assume una tangenza pseudo-orizzontale, si è in altri termini raggiunta la massima azione possibile, ovvero, la massima resistenza di forza. Si continua ancora a spingere, ma per definizione, avendo raggiunto la massima azione possibile, le forze esterne cominciano a ridursi. Lo spostamento aumenta. L'attenzione a questo punto è proprio su questo spostamento. Si arriverà ad un certo punto in cui si raggiungono i limiti di deformazione. Lo spostamento sommitale della struttura, ha causato il raggiungimento, in uno o più membrature della stessa, spostamenti e/o rotazioni limite che portano al collasso del singolo elemento strutturale e si hanno collassi locali o rotture locali. Si entra in quella fase nota come perdita di resistenza. La resistenza complessiva alle forze orizzontali si è oramai ridotta di molto, ma la struttura è ancora capace di portare carichi verticali. Si continua ancora a spingere, con una forza ancora più bassa, fino al collasso vero e proprio strutturale.

Quello che è qui descritto è il comportamento qualitativamente comune a tutte le strutture ed è riconoscibile mediante il tracciamento della curva di capacità: vero risultato dell'analisi *pushover*.

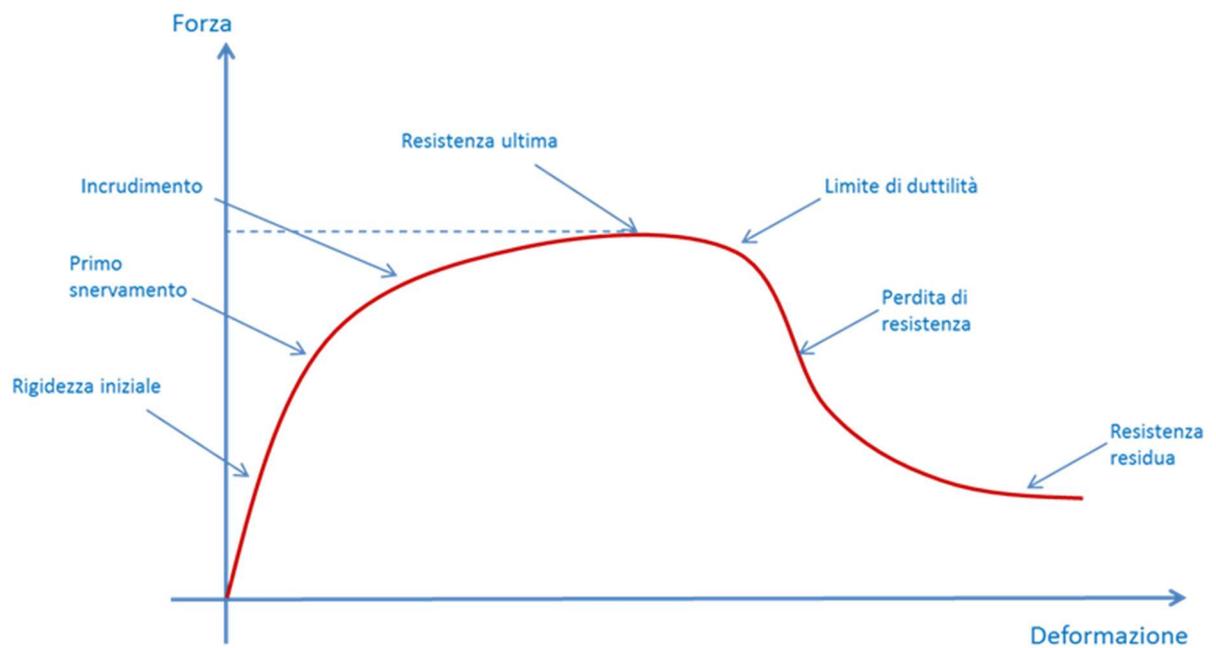


Figura 21 Curva di capacità

L'intera procedura da seguire per effettuare un'analisi Pushover può essere rappresentata nel sinottico di Figura 2 e viene di seguito descritta:

1. Si applica il carico verticale alla struttura nella condizione pre-sismica (tutti i carichi permanenti ed una parte dei carichi accidentali) e si esegue una prima analisi statica non lineare a controllo di forza.
2. Si scelgono le distribuzioni di forze orizzontali.
3. Si esegue l'analisi statica non lineare a controllo di spostamento, per ogni distribuzione di forza orizzontale scelta, si traccia la curva Forza-Spostamento monitorando lo spostamento del punto di controllo ed il taglio al piede.
4. Si usa lo spettro di risposta elastico per ottenere la domanda di spostamento.
5. Allo spostamento domandato si verifica lo stato di danneggiamento della struttura rispetto alla capacità della stessa.

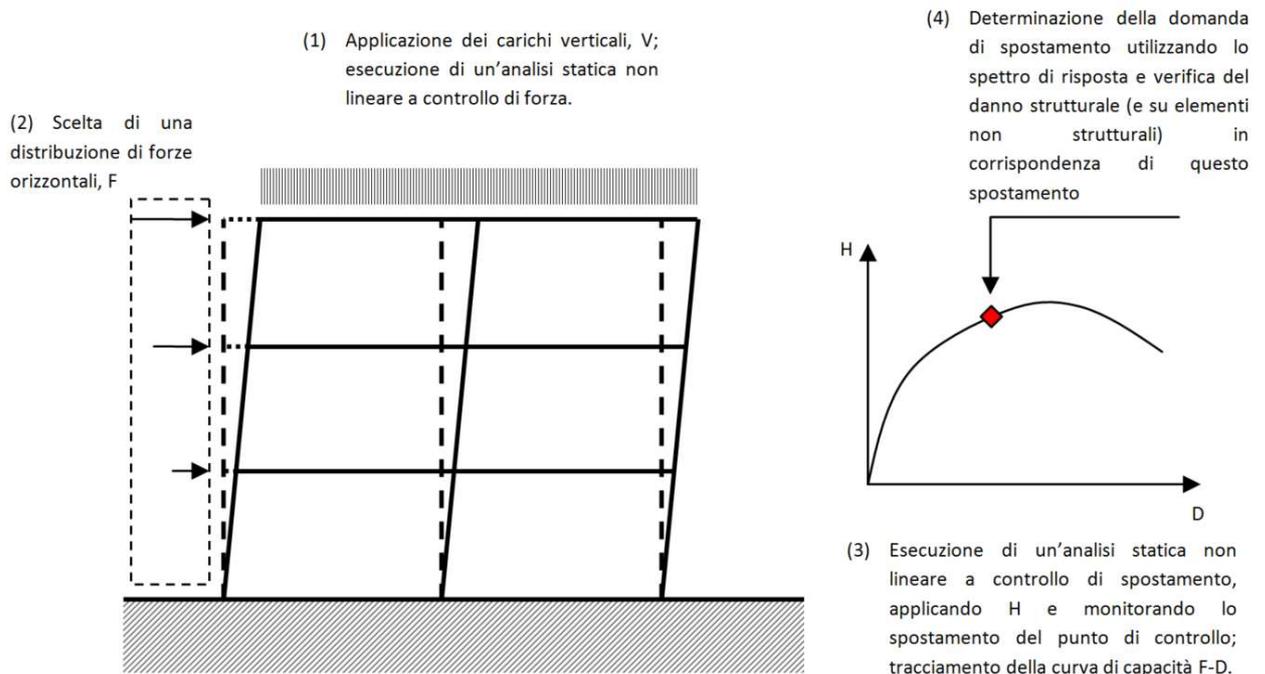


Figura 22 Procedimento analisi Pushover

Il modello FEM della struttura deve contenere tutte le leggi costitutive delle membrature in modo da tenere traccia dello stato deformativo e di danno delle stesse. All'interno della struttura ci saranno cerniere plastiche in cui si controllerà la deformazione, per tutti i meccanismi duttili e cerniere plastiche in cui si controllerà la forza per quelli fragili. Se si volesse definire un anello debole nel metodo della statica non lineare, certamente esso sarebbe da imputare alla scelta della distribuzione delle forze orizzontali. In un'analisi statica lineare o dinamica lineare la domanda sismica viene definita in termini di forza: si traccia uno spettro di progetto, ottenuto abbattendo uno spettro elastico per il fattore di struttura. Nell'analisi pushover, durante l'esecuzione della stessa, non occorre conoscere la domanda sismica. Questo è un vantaggio indiscusso. Di fatto non vi è la necessità di definire il fattore di struttura. Le forze orizzontali, vengono applicate ad ogni passo, applicando un incremento (od un decremento) delle forze rispetto al passo precedente. Questa procedura quindi esula dalla conoscenza dell'entità di queste forze. Tuttavia, si deve conoscere come ripartire queste forze a livello dei singoli piani. Ovvero, in altre parole si deve fissare la distribuzione delle forze in altezza. La distribuzione deve essere quindi conosciuta in modo predittivo prima di eseguire l'analisi. La Normativa,

consapevole di questo anello debole, impone la necessità di adottare più di una distribuzione di forze. Queste distribuzioni dovranno essere scelte tra quelle ammissibili. Le NTC stabiliscono due gruppi di forze e obbligano il Progettista ad adottare almeno una distribuzione di forze ricadente in ognuno dei due gruppi. I gruppi sono così definiti:

Gruppo 1, distribuzioni principali

- La c.d. distribuzione pseudo-triangolare inversa, ovvero quella che si utilizza nella Statica Lineare. Questa distribuzione si può utilizzare a patto che vi sia almeno il 75% di massa attivabile in un modo nella direzione considerata. In altre parole solo se la struttura è fortemente regolare (definizione di regolarità geometrica e d'inerzia).
- Distribuzione proporzionale ad un modo i -esimo. Applicabile solo con la stessa restrizione della precedente.
- Distribuzione derivante dai tagli di piano di un'analisi dinamica lineare. Applicabile se il periodo fondamentale è superiore a T_c .

Gruppo 2, distribuzioni secondarie

- Distribuzione uniforme, proporzionale solo alle masse.
- Distribuzione adattiva, in cui la forma di spinta, tenga conto del progredire del danno e si adatti di conseguenza.

A queste definizioni, si possono fare alcune considerazioni di carattere generale. Mentre le prime due distribuzioni, il punto 1 e 2 del gruppo 1 hanno un campo applicativo ristretto: le strutture esistenti fortemente regolari sono ben poche, il punto 3 è quella che ha una maggiore possibilità di essere adattata ai casi reali. Per implementare essa si suggerisce di definire un semplice spettro elastico, e di definire due analisi spettrali (una per direzione principale della struttura) ad esso riferite. L'analisi spettrale è comunque un'analisi che si consiglia di effettuare sulla struttura, ancora prima di svolgere l'analisi Pushover. Nel secondo gruppo, il punto 1 risulta facilmente implementabile, all'interno dei codici di calcolo, mentre il punto 2 risulta invece utilizzabile ma con un procedimento un po' più laborioso. L'analisi adattiva, deve poter modificare le forme delle forze di piano, in funzione del danno.

2.3.4 Analisi Dinamica non Lineare

L'analisi IDA (Incremental Dynamic Analysis) nasce dalla necessità di voler indagare il comportamento dinamico di una struttura a diversi livelli di intensità sismica, per fare ciò dato un accelerogramma si svolgono diverse analisi dinamiche sulla stessa struttura ma con un input sismico di volta in volta scalato in maniera crescente fino a raggiungere il collasso della struttura o un prefissato livello di deformazione o spostamento. Un'analisi di questo tipo offre ulteriori vantaggi rispetto ad una singola analisi dinamica: permette di osservare l'evolversi del comportamento strutturale dell'edificio al crescere della forzante sismica. In particolare è possibile comprendere come la struttura raggiunge la crisi, che tipo di crisi si innesca, dove si trovano le debolezze strutturali, dove si formano le prime cerniere plastiche, quale sia il comportamento elastico e quello post-snervamento, come varia la risposta dinamica passando dal comportamento lineare a quello non-lineare.

3 IL CASO STUDIO

3.1 Descrizione dello stato di fatto

Il fabbricato oggetto di studio, sito in Cercola alla via Domenico Ricciardi, è costituito da due corpi laterali e un corpo centrale. I corpi laterali si sviluppano su 3 livelli composti da un primo piano a quota di campagna pari a 5.60 m, il secondo piano a quota 11 m dal piano di campagna ed infine il piano di copertura a quota 15 m. Mentre il corpo centrale è costituito da 4 livelli: il piano ammezzato a quota 2.80 m, il primo piano a quota 5.60 m, il secondo piano a quota 10.30 m ed infine il piano di copertura a quota 14.30 m dal piano di campagna.

L'aggregato è adibito ad uso commerciale al piano terra, mentre per i restanti livelli l'uso è prettamente residenziale. Dalle osservazioni del corpo di fabbrica in sito, è stato riscontrato uno scheletro in muratura in tufo giallo campano costituito da volte in muratura al primo livello e da solai composti da solai in legno modestamente ammorsati alla muratura portante. Dai dati storici rinvenuti ed esaminati, il piano ammezzato del corpo centrale è stato aggiunto successivamente ed ha una struttura portante costituita da putrelle in acciaio e tavelloni in laterizio ben ammorsati.

Il corpo laterale ovest ha un vano scala accessibile sul lato nord dell'edificio. La scala a chiocciola collega i vari livelli sia dello stesso corpo che quello centrale per il lato ovest. Il piano terra oramai è completamente abbandonato e dismesso.

Il corpo centrale è composto da due unità abitative, divise dall'ingresso centrale in volta a botte dove non è presente il piano ammezzato. L'ampio vano scala è situato nell'unità abitativa ad est e collega il vano scala del corpo laterale est e i livelli dell'intero corpo centrale.

Anche nel corpo laterale est è presente il vano scala che collega prettamente i livelli del corpo stesso, inoltre, come per il corpo ovest, il piano terra è completamente dismesso e abbandonato.

L'oggetto della tesi verte su uno studio comparativo attraverso un'analisi statica non lineare dell'aggregato oggetto di studio in toto, esaminando due unità abitative che

compongono l'aggregato (unità di testata e unità in mezzeria). Le unità vengono analizzate **in aggregato**, ossia considerando l'apporto delle murature contigue all'unità in esame, e **isolate**, venendosi a formare in totale 5 sottosistemi edilizi:

- Aggregato globale
- Unità abitativa di mezzeria isolata
- Unità abitativa di mezzeria in aggregato
- Unità abitativa di testata isolata
- Unità abitativa di testata in aggregato

La comparazione viene effettuata con tre diversi programmi di calcolo:

1. 3MURI
2. EDILUS
3. CDS Win.

3.2 Elaborati Grafici

Si riportano le piante, sezioni e prospetti del fabbricato:

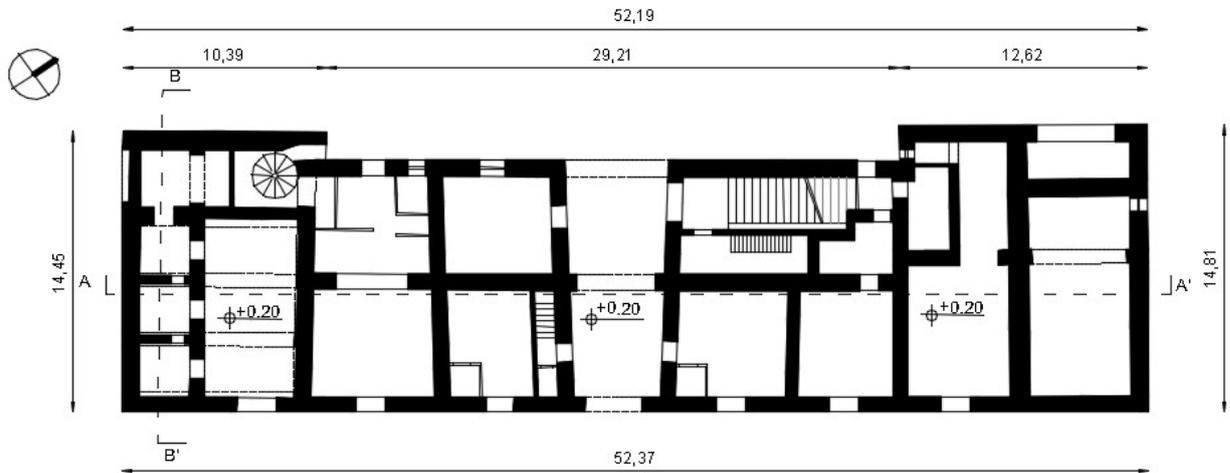


Figura 23 Pianta piano terra

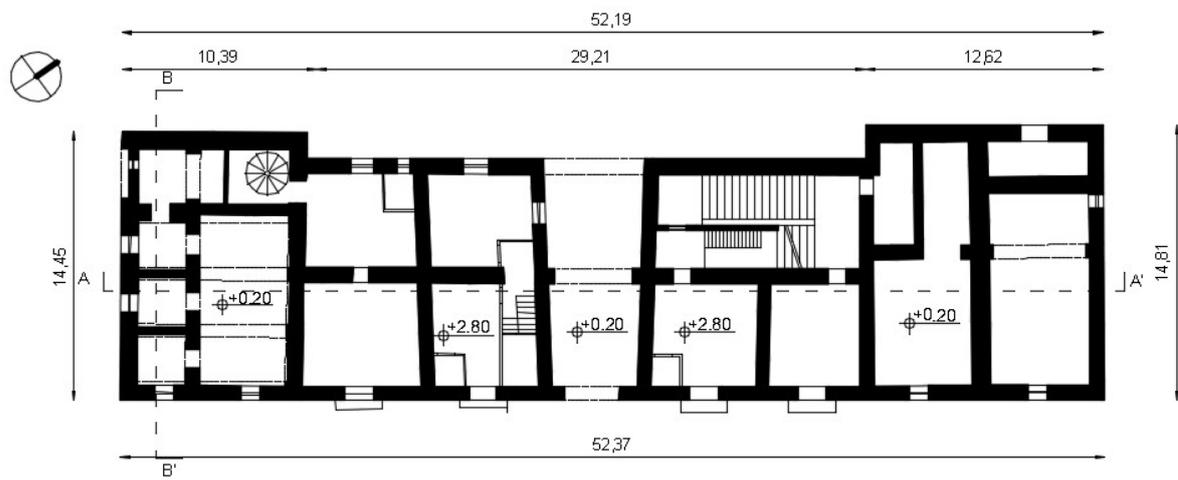


Figura 24 Pianta piano ammezzato

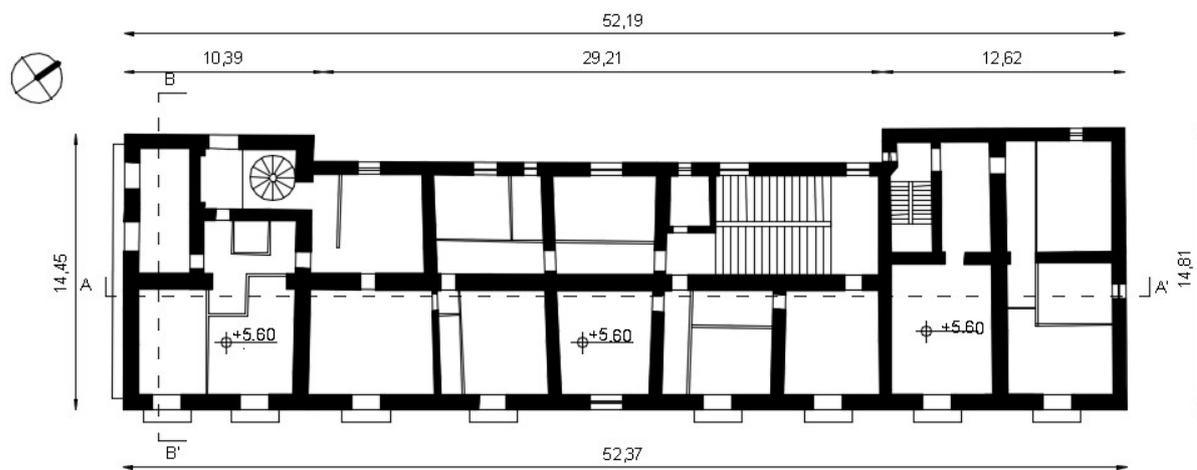


Figura 25 Pianta piano primo

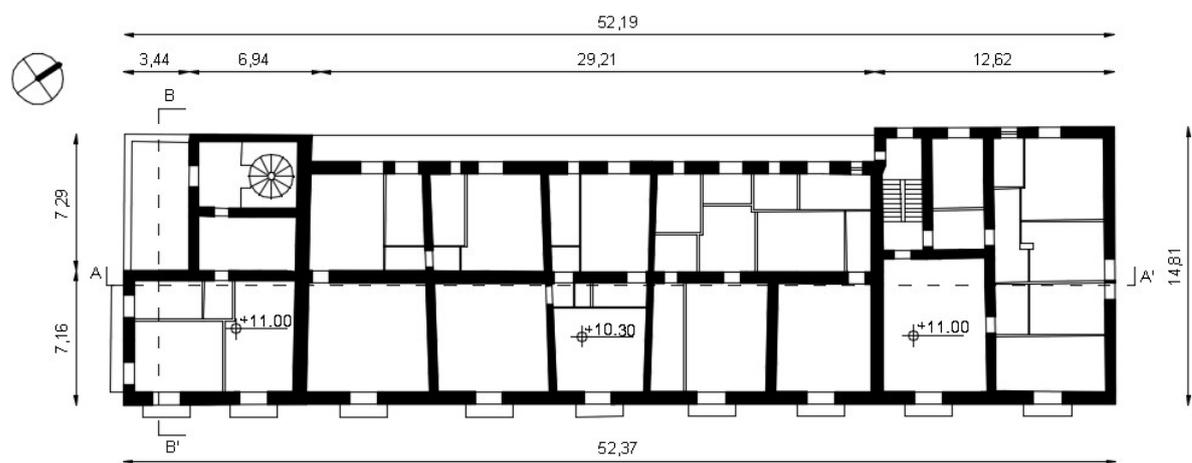


Figura 26 Pianta piano secondo

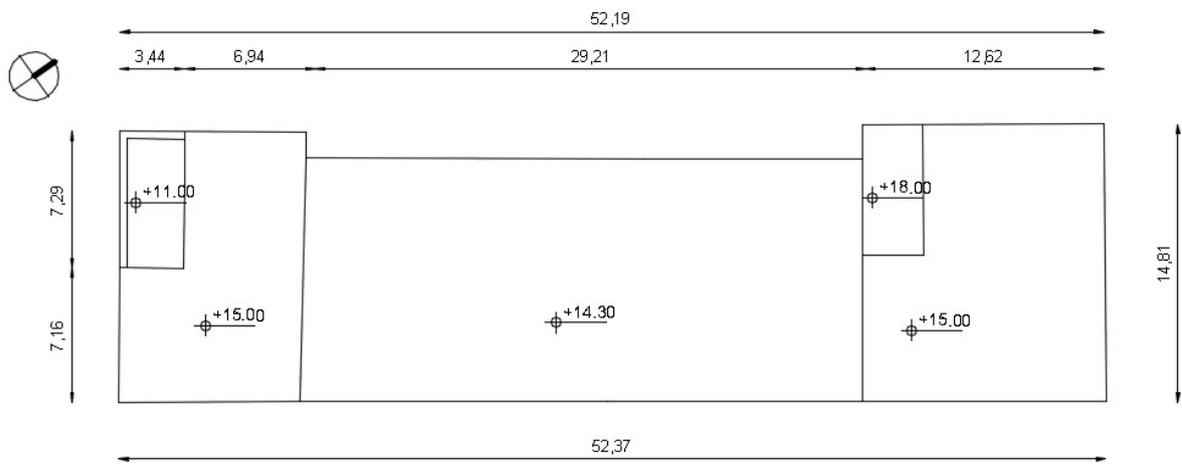


Figura 27 Pianta copertura

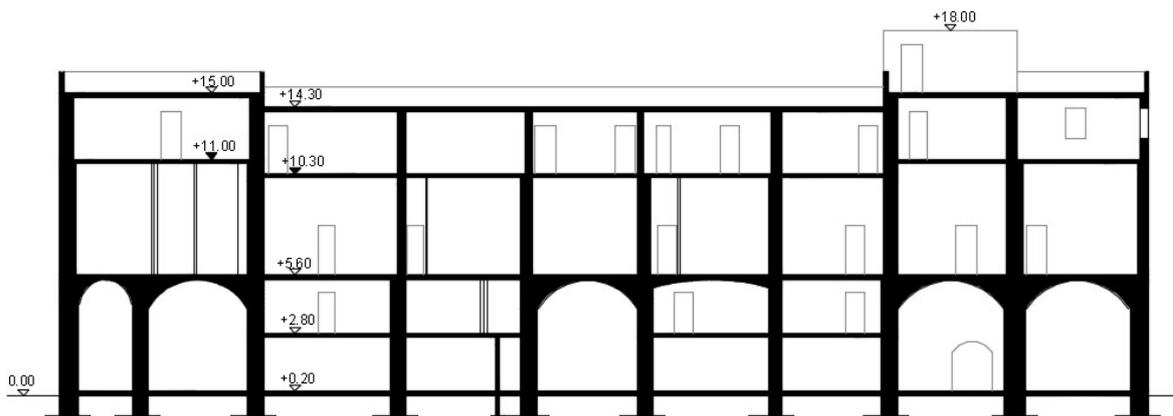


Figura 28 Sezione A-A'

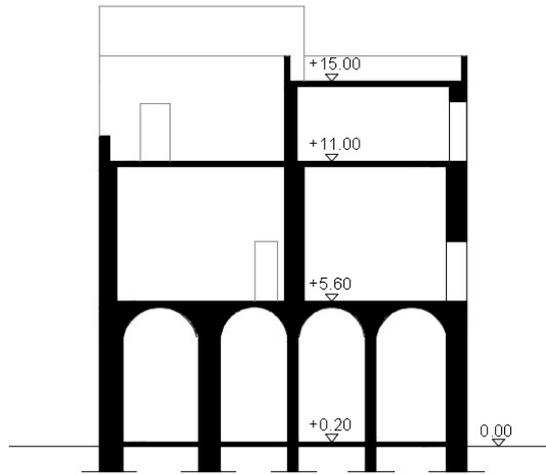


Figura 29 Sezione B-B'

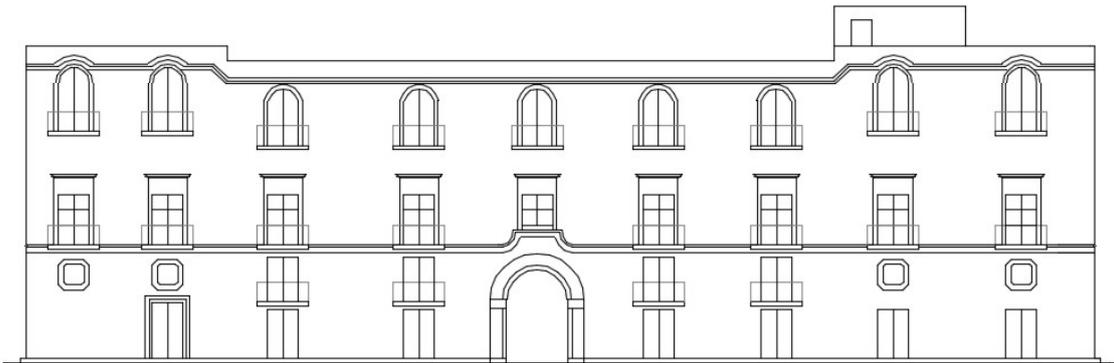


Figura 30 Prospetto Sud-Est

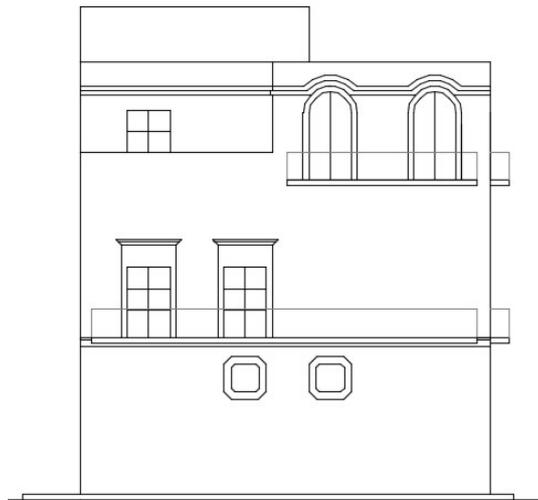


Figura 31 Prospetto Sud-Ovest

3.3 Aspetti Normativi degli edifici esistenti in muratura

Cenni storici

Le prime norme relative alla riparazione e rinforzo strutturale degli edifici nascono nel 1980 con il Documento Tecnico n. 2 (DT2) emanato dalla regione Friuli Venezia Giulia per dare seguito alla legge regionale 20/06/1977 n. 30. Queste rappresentano le prime norme, le quali trattano e definiscono in modo dettagliato i metodi di valutazione delle resistenze e delle rigidezze delle pareti.

Il DT2 dal titolo “Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura”, prevede per la verifica sismica degli edifici il metodo denominato POR.

La circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 30 luglio 1981 n. 21745 dal titolo “Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma” riprende le indicazioni del DT2 e per oltre venti anni rimane il principale riferimento normativo in materia di rinforzo e consolidamento sismico per edifici in muratura. Nella suddetta circolare vengono indicati i massimi valori di

resistenza a taglio e compressione da adottare nelle verifiche, questi limiti erano da applicare nel momento in cui non si aveva a disposizione di validi risultati sperimentali.

Successivamente il quadro normativo viene aggiornato con l'emanazione delle Norme Tecniche sulle Costruzioni con Decreto Ministeriale 14 settembre 2005, che fanno riferimento alla O.P.C.M. n. 3274/2003 successivamente aggiornate dalla O.P.C.M. n. 3431/2005.

L'O.P.C.M. n. 3274 tratta in maniera particolare i criteri per il consolidamento degli edifici in muratura, ponendo l'attenzione sull'esecuzione di interventi su porzioni limitate di struttura i quali devono essere opportunamente valutati in termini di rigidità e resistenza. Dunque viene imposto una valutazione analitica al fine di dimostrare l'aumento del coefficiente di sicurezza, nel caso di miglioramento sismico.

L'aumento del coefficiente di sicurezza non si ottiene aumentando eccessivamente la rigidità della struttura. Aumentare eccessivamente la rigidità di alcune parti della struttura rispetto ad altre si ottiene l'effetto di peggiorare la condizione della struttura.

Infatti interventi di questo tipo possono comportare l'aumento della distanza tra baricentro delle rigidità e quello delle masse, portando alla variazione del comportamento globale della struttura dovuti ad effetti torcenti.

Si giunge all'aggiornamento delle norme del 2005 mediante il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (NTC08) e successiva Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 la quale contiene le "Istituzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"

Normativa attuale

Gli interventi sugli edifici esistenti sono regolati dal capitolo 8 dell'aggiornamento delle Norme Tecniche sulle Costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 e dalla Circolare n. 617/CSLLPP del 21 gennaio 2019 contenente "Istituzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

Tali norme distinguono gli interventi in:

- Interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme;
- Interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme;
- Riparazione o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistente

Queste classificazioni erano già presenti nelle precedenti norme, ma la definizione data per gli interventi sopra elencati non sono esattamente corrispondenti.

Le NTC18 riportano le seguenti definizioni:

riparazione o intervento locale (8.4.1)

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- *ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;*
- *migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;*
- *impedire meccanismi di collasso locale;*
- *modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.*

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze

strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione. Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

Intervento di miglioramento (8.4.2).

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative a beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1. Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

Intervento di adeguamento (8.4.3)

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano

il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta E \geq 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta E \geq 0,80$.

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione. Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

Qui di seguito sono riportate in dettaglio tutti i riferimenti normativi ai quali si è fatto riferimento nelle varie fasi di realizzazione del presente lavoro di tesi.

- “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”. D.M. 17 Gennaio 2018, pubblicato sulla G.U. del 20 Febbraio 2018 n° 42.
- “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”. Circolare 21 gennaio 2019 n° 7, pubblicata sulla G.U. del 11 Febbraio 2019 n° 35.
- UNI EN 772-1:2002 "Determinazione della resistenza a compressione".
- UNI EN 772-6:2002 "Determinazione della resistenza a trazione per flessione".
- UNI EN 6556:1976 "Determinazione del modulo elastico secante".
- - “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni significativi dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E0)”. Ordinanza del 5 ottobre 2012 n° 51.

- - “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico o la demolizione e ricostruzione di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni gravi a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E1, E2, E3)”. Ordinanza del 6 dicembre 2012 n° 86.
- - Rettifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.51 del 5 Ottobre 2012 “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni significativi dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E0)”. Ordinanza del 29 marzo 2013 n° 45.
- - Rettifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.86 del 6 dicembre 2012 “Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico o la demolizione e ricostruzione di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni gravi a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (Esito E1, E2, E3)”. Ordinanza del 6 dicembre 2012 n° 86.
- - "Direttiva del Presidente del Consiglio di Ministri 9 febbraio 2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, (pubblicata nella G.U. n.47 del 26/02/2011 - suppl. ord. n.54)
- - CNR-DT 206/2007 “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo delle strutture di Legno”.
- - UNI EN 1995-1-1: 2005 “Eurocodice 5, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.

3.4 Valutazione del Livello di Conoscenza

Per la valutazione di opere esistenti è necessario valutare il “livello di conoscenza” che rappresenta la qualità ed il numero delle informazioni che si hanno a disposizione riguardo alla geometria, alle tipologie strutturali e ai materiali presenti nell’edificio. In virtù di tali approfondimenti si individueranno i “Livelli di conoscenza” sulla base di quanto riportato nelle “Istruzioni al NTC 2018”.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi e, può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai (stratigrafia ed orditura) e della copertura (tipologia ed orditura), delle scale (tipologia strutturale), individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione grafica di quanto rilevato in sito, viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo e deformativo. I dettagli costruttivi da esaminare sono i seguenti:

- a) Qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) Tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

Verifiche in situ limitate:

sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra i muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura.

Verifiche in situ estese ed esaustive:

sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra i muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al riferimento o meno della "regola dell'arte". L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo.

Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, la tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte, e di pietre e mattoni mediante prove sperimentali. Si distinguono:

Indagini in situ limitate:

servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1 m x 1 m, al fine di

individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. È da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta.

Indagini in situ estese:

le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta, e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per malta, etc.) possono essere impiegati a completamento delle prove richieste.

Indagini in situ esaustive:

servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e quantità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ e/o in laboratorio. Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio.

Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in modo combinato con metodi di prova distruttivi, ma non in completa sostituzione di quelli descritti.

Nel presente lavoro di tesi la tipologia di verifiche e indagini effettuate in situ, conforme con quanto prescritto dalle norme vigenti hanno permesso il raggiungimento di un livello di conoscenza LC1 per le murature, attraverso il rilievo geometrico, verifiche in sito limitate sui dettagli costruttivi e indagini in sito limitate sulle proprietà dei materiali. Il Fattore di Confidenza per le murature è stato assunto quindi pari a 1.35 (FC=1.35).

L'azione sismica di progetto è stata definita sulla base delle caratterizzazioni sismiche dei terreni desunte dall'indagine geologica effettuata in situ; in particolare in base a quanto determinato dalle prove eseguite il terreno è risultato appartenere alla categoria "C".

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 si descrive la categoria di sottosuolo di tipo C, come:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti”.

3.5 Classificazione della muratura

Qui di seguito vengono riportate le caratteristiche meccaniche materiali adottate. Tali caratteristiche sono state implementate direttamente all'interno dei tre programmi di calcolo (Edilus, 3Muri, CDS Win), dove per ogni elemento modellato è stata definita la geometria e le caratteristiche meccaniche.

Le proprietà meccaniche degli elementi strutturali dell'edificio sono state assunte dalla tabella C 8.5.I della circolare del 21 gennaio del 2019 in quanto si ritiene raggiunta una conoscenza limitata, per cui le resistenze di progetto sono state ottenute assumendo un fattore di confidenza $FC= 1.35$ relativo al livello di conoscenza LC1; il coefficiente parziale di sicurezza è pari a $\gamma_M= 2.5$.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	τ \perp	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	τ \perp	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	τ \perp	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	τ \perp	900-1260	300-420	
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	13 ÷ 16 (**)
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pb} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

La circolare afferma che le caratteristiche della muratura possono essere migliorate considerando dei coefficienti migliorativi riportati nella tabella C 8.5.II, in funzione di:

- Malta di buone caratteristiche;
- Presenza di ricorsi o listature;
- Presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale di parametri.

Tabella C85.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; risigilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Risigilatura armata con connessione dei paramenti (***)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,25}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

In mancanza di indagini esaustive e limitate, i coefficienti migliorativi della suddetta tabella non vengono considerati, andando a vantaggio di sicurezza nella valutazione della sicurezza del fabbricato in aggregato.

Si riassumono successivamente i valori utilizzati per le verifiche degli elementi resistenti a partire dai valori medi sotto riportati. Per gli elementi composti da muratura in tufo giallo campano:

- Resistenza media a compressione; **$f_m = 2.00$ Mpa**
- Resistenza media a taglio; **$f_{v0} = 0.10$ Mpa**
- Modulo di elasticità longitudinale; **$E = 1410$ Mpa**
- Modulo di elasticità tangenziale; **$G = 450$ Mpa**
- Peso specifico. **$w = 16$ kN/m³**

4 AZIONI SULLA STRUTTURA

4.1 Analisi dei carichi

Nella fase di rilievo geometrico della struttura e durante le indagini visive svolte in situ si è potuto osservare la presenza di tipologie costruttive aventi strutture e carichi agenti su di esse diversi. Sono stati utilizzati tecniche e materiali differenti nelle varie zone degli edifici

Tale variabilità è stata riscontrata prevalentemente nelle tecniche costruttive dei solai. Si può affermare che i solai del piano ammezzato sono stati costruiti successivamente in quanto realizzati mediante uno schema di putrelle a tavelloni in laterizio forato con massetto e pavimento.

Tutti i solai presenti dell'aggregato sono stati realizzati nella stessa epoca in quanto svolti con le stesse tecniche costruttive e gli stessi materiali. I solai sono realizzati con uno schema a doppia orditura in legno con tavolato, massetto e pavimento.

Al primo piano sono presenti per tutti i corpi volte a botte in muratura in tufo giallo, con materiale di riempimento massetto e pavimento.

Sono stati controllati gli ammorsamenti tra i muri ortogonali ed è stato riscontrato un livello mediocre di ammorsamento tra i solai e la muratura in tufo.

Sulla base di tali riscontri si è proceduto all'analisi dei carichi dei solai distinguendo i vari solai per tipologia e tipo di carico agente su di essi.

Solaio con doppia orditura in legno

G₁kN/m²

PESO TAVOLATO	PROPRIO (LEGNO, SPESSORE 5 CM)	0.25
PESO TRAVETTI	PROPRIO (legno, sez. 10x14 int. 50 cm)	0.14
PESO PROPRIO TRAVE	(legno, sez. 23x23)	0.13
		0.52

G₂kN/m²

PAVIMENTO	(CERAMICA, SPESSORE 3 CM)	0.40
MASSETTO	(calce, spessore 5 cm)	0.80
INTONACO	(spessore 2 cm)	0.40
INCIDENZA TRAMEZZI		1.00
		2.60

Q_kkN/m²

AMBIENTI AD USO (CATEGORIA A)	2.00
RESIDENZIALE	

Solaio con putrelle in acciaio e tavelloni

G₁kN/m²

PESO PROPRIO TAVELLONI	(LATERIZIO, SEZ. 60X25X6 CM)	0.34
PESO PROPRIO TRAVE IPE 160	(acciaio, sez. Ipe 160)	0.27
		0.61

G₂kN/m²

PAVIMENTO	(CERAMICA, SPESSORE 3 CM)	0.40
MASSETTO	(calce, spessore 5 cm)	0.80
INTONACO	(spessore 2 cm)	0.40
INCIDENZA TRAMEZZI		1.00
		2.60

Q_kkN/m²

AMBIENTI AD USO (CATEGORIA A)	2.00
RESIDENZIALE	

Solaio con doppia orditura in legno in copertura

G₁kN/m²

PESO TAVOLATO	PROPRIO (LEGNO, SPESSORE 5 CM)	0.25
PESO TRAVETTI	(legno, sez. 10x14 int. 50 cm)	0.14
PESO PROPRIO TRAVE	(legno, sez. 23x23)	0.13
		0.52

G₂kN/m²

PAVIMENTO	(CERAMICA, SPESSORE 3 CM)	0.40
MASSETTO	(calce, spessore 5 cm)	0.80
INTONACO	(spessore 2 cm)	0.40
INCIDENZA TRAMEZZI		1.00
		2.60

Q_kkN/m²

COPERTURA	(CATEGORIA A)	0.80
------------------	---------------	-------------

Volta a botte in muratura

G₁kN/m²

PESO PROPRIO VOLTA	(TUFO, SPESSORE MEDIO 20 CM)	3.20
PESO PROPRIO RIEMPIMENTO	(spessore in chiave 25 cm)	4.20
		7.40

G₂kN/m²

PAVIMENTO	(CERAMICA, SPESSORE 1.5 CM)	0.20
MASSETTO	(calce, spessore 5 cm)	0.80
INCIDENZA TRAMEZZI		1.00
		2.00

$Q_k \text{ kN/m}^2$

AMBIENTE AD USO (CATEGORIA A) **2.00**
RESIDENZIALE

Volta a crociera in muratura

$G_1 \text{ kN/m}^2$

PESO PROPRIO VOLTA	(TUFO, SPESSORE MEDIO 20 CM)	3.20
PESO PROPRIO RIEMPIMENTO	(spessore in chiave 25 cm)	2.30
		<hr/> 5.50

$G_2 \text{ kN/m}^2$

PAVIMENTO	(CERAMICA, SPESSORE 1.5 CM)	0.20
MASSETTO	(calce, spessore 5 cm)	0.80
INCIDENZA TRAMEZZI		<hr/> 1.00
		2.00

$Q_k \text{ kN/m}^2$

AMBIENTE AD USO (CATEGORIA A) **2.00**
RESIDENZIALE

4.2 Azione della neve

L'azione della neve è stata ricavata secondo quanto indicato al §3.4 delle NTC 2018. Quale che siano le condizioni di clima e di esposizione, il carico neve sulla struttura è definito dalla seguente espressione:

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

Il valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk} è legato alle condizioni locali di clima e di esposizione; tale carico non deve essere inferiore a quello indicato in Normativa, associato ad un periodo di ritorno T_R pari a 50 anni.

La città di Cercola ha un'altitudine 75 ms.l.m. e ricade nelle *Zona III*, per cui il valore caratteristico del carico neve al suolo è pari a

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di forma μ_i tiene in conto della forma della copertura:

$$\mu_i = 0.80$$

Il coefficiente di esposizione C_E dipende dalle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Si considera una classe di topografia *Normale*, in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione da parte del vento; Si ha pertanto:

$$C_E = 1$$

Il coefficiente termico C_t tiene in considerazione della riduzione del carico neve prodotto dallo scioglimento della stessa per perdita di calore della costruzione. Nel caso in esame tale effetto viene trascurato:

$$C_t = 1$$

Si ottiene un carico neve pari a:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.48 \text{ kN/m}^2$$

4.3 Azione sismica

L'azione sismica è stata modellata attraverso l'utilizzo dello spettro elastico di riferimento atteso in superficie secondo quanto indicato al §3.2.3.2 delle NTC 2018. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell'azione sismica è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] && \text{per} \\ 0 \leq T < T_B \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o && \text{per } T_B \leq \\ T < T_C \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) && \text{per } T_C \leq \quad [6.5] \\ T < T_D \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) && \text{per} \\ T \geq T_D \end{aligned}$$

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti indipendenti (chiamate X e Y), caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

4.3.1 Spettro di progetto per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita

Ai fini della determinazione dello spettro di progetto dell'azione sismica, vengono definiti i seguenti parametri, che sono stati inseriti nel foglio di calcolo "Spettri NTC ver. 1.0.3", del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

- Indicazione geografica del sito della costruzione:
latitudine: 40,8575°N
longitudine: 14,3584 °E
- Vita nominale della costruzione: $V_n=50$ anni.

- Classe d'uso II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_u = 1.0$
- Categoria di sottosuolo: C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti".

Dai dati riportati sopra consegue che:

- Il periodo di riferimento è $V_R = V_n C_u = 50$ anni
- In relazione allo Stato limite Ultimo di salvaguardia della Vita (SLV), il periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica è di 475 anni.
- La probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R per lo stato limite considerato è pari al 10%.

Sulla base di quanto stabilito, si ottengono i parametri riportati in Tabella

Parametri indipendenti

a_g	0.17 g
F_0	2.38
T_C^*	0.34 s
S_s	1.46
S_t	1

Parametri dipendenti

S	1.46
T_B	0.17 s
T_C	0.51 s
T_D	2.28 s limite

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche allo stato ultimo di salvaguardia della vita è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$. Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, la normativa vigente propone di assumere un coefficiente di comportamento $q=2.25$ per la tipologia strutturale analizzata.



Figura 32 Grafico spettri di risposta

4.4 Combinazione delle azioni

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico (§2.5.3):

Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.7]$$

Dove i coefficienti parziali sono pari:

$$\gamma_{G1} = 1.3 \text{ (carichi strutturali permanenti)}$$

$$\gamma_{G2} = 1.5 \text{ (carichi non strutturali permanenti)}$$

$$\gamma_{Qk} = 1.5 \text{ (carichi variabili)}$$

E i coefficienti di combinazione valgono:

$$\psi_{01} = 0.7 \text{ (categoria A – ambiente ad uso residenziale)}$$

$$\psi_{02} = 0.0 \text{ (categoria H – coperture)}$$

$$\psi_{03} = 0.5 \text{ (neve a quota } \leq 1000 \text{ m s.l.m.)}$$

Combinazione sismica:

$$G_{1k} + G_{2k} + E + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.8]$$

Ove i coefficienti di combinazione valgono:

$$\psi_{21} = 0.3 \text{ (categoria A – ambiente ad uso residenziale)}$$

$$\psi_{22} = 0.0 \text{ (categoria H – copertura)}$$

$$\psi_{23} = 0.0 \text{ (neve a quota } \leq 1000 \text{ m s.l.m.)}$$

Gli effetti dell'azione sismica E sono valutati attraverso un'analisi modale a spettro di risposta tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.9]$$

Combinazione quasi permanente per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{kj}) \quad [6.10]$$

5 MODELLAZIONE STRUTTURALE DEL CASO STUDIO

Esistono diversi modelli, denominati semplificati, che permettono di analizzare intere strutture con un onere computazionale ridotto, a prescindere dai loro fondamenti teorici. Restando in tema di strutture in muratura l'obiettivo è quello di comprendere il comportamento dei setti murari, ovvero 'macro-elementi', al fine di tracciare un comportamento globale dell'insieme strutturale. Sulla base di quanto detto fin ora distinguiamo due famiglie per la modellazione di edifici in muratura:

- Modellazione F.E.M: col quale risulta la possibilità di modellare una struttura mediante una maglia di elementi di rilievo (i nodi) connessi da parti strutturali aventi dimensioni finite (gli elementi finiti). Per ciascun elemento, la legge di variazione degli spostamenti dell'elemento è funzione dei soli spostamenti, detti gradi di libertà, dei nodi che esso connette con gli altri elementi adiacenti. Tutte le sollecitazioni e le tensioni sono perciò esprimibili, tramite le relazioni costitutive del materiale, in funzione degli spostamenti nodali, che rappresentano le uniche incognite del problema. L'analista definisce, inizialmente, in termini matematici, il comportamento meccanico del materiale, procede, quindi, alla suddivisione (discretizzazione) della struttura continua reale in elementi finiti, mentre il programma di calcolo svolge l'intera trattazione matematica del problema. All'aumentare dei gradi di libertà, in campo elastico, i risultati potrebbero essere privi di significato e infine le normative tecniche non forniscono tutti i parametri necessari a definire il comportamento non lineare delle murature.
- Modellazione a macro-elementi: con la quale vengono definiti modelli di calcolo basati sul comportamento dei macro-elementi e partendo da questi arrivare alla valutazione della risposta globale della struttura, motivo per il quale tali metodi vengono chiamati 'semplificati'.

Di seguito sono riportate le descrizioni della modellazione strutturale per i tre software di calcolo impiegati nelle analisi effettuate (3MURI; EDILUS; CDS Win).

5.1 Descrizione della modellazione del software 3MURI

L'analisi dell'edificio è stata effettuata mediante la realizzazione di un modello matematico basato sulla teoria FME (*Frame by Macro-Elements*). Attraverso l'utilizzo di un codice di calcolo commerciale (3Muri) è stato definito un modello tridimensionale completo.

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale in cui le pareti costituiscono gli elementi resistenti nei riguardi sia dei carichi verticali che dei carichi orizzontali; gli orizzontamenti invece riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza in funzione della loro rigidità nel piano.

Nello specifico, la **parete** potrà essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (*maschi e fasce*) ed i nodi rigidi. Divisa la parete in tratti verticali, corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura in cui si concentrano le deformabilità e il danneggiamento (maschi murari e fasce di piano) e vengono modellate con macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi dei pannelli murari, a 2 nodi aventi 3 gradi di libertà per nodo (u_x, u_y, φ_z), e 2 gradi di libertà aggiuntivi interni.

Ogni elemento strutturale viene quindi schematizzato nel telaio equivalente con un elemento monodimensionale non lineare con le seguenti caratteristiche:

- rigidità iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;

- comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
- redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- degradazione della rigidezza nel ramo elastico;
- controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo di piano;
- eliminazione dell'elemento al raggiungimento del proprio stato limite ultimo senza interruzione dell'analisi.

Il comportamento elastico di questo elemento è governato dalla seguente matrice:

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{l(1+\psi)} & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{l(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{l^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 \\ \frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{l(1+\psi)} & -\frac{6EJ}{l^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{l(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

$$\psi = 24(1+\nu)\chi \left(\frac{r_i}{l} \right)^2 = 24 \left(1 + \frac{E-2G}{2G} \right) 1.2 \frac{b^2}{12l^2} = 1.2 \frac{E}{G} \frac{b^2}{l^2}$$

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo tra:

- resistenza a pressoflessione;
- resistenza a taglio-scorrimento;
- resistenza a taglio-fessurazione diagonale.

Travi e pilastri vengono inseriti come elementi trave non lineare a 6 gradi di libertà con resistenza limitata e comportamento elastico-perfettamente plastico. Per ciascun elemento il comportamento elastico lineare è determinato dalla rigidezza a taglio e flessione, ricavate dalle proprietà meccaniche (modulo elastico di Young E e modulo a taglio G) e dalle proprietà geometriche. Tali fattori vengono determinati facendo riferimento alla sola sezione in calcestruzzo e tenendo conto della riduzione di rigidezza dovuta alla fessurazione. I differenti contributi sono opportunamente assemblati nella matrice di rigidezza del singolo elemento in maniera analoga a quanto visto per l'elemento parete.

I limiti di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo, trascurando fenomeni di incrudimento.

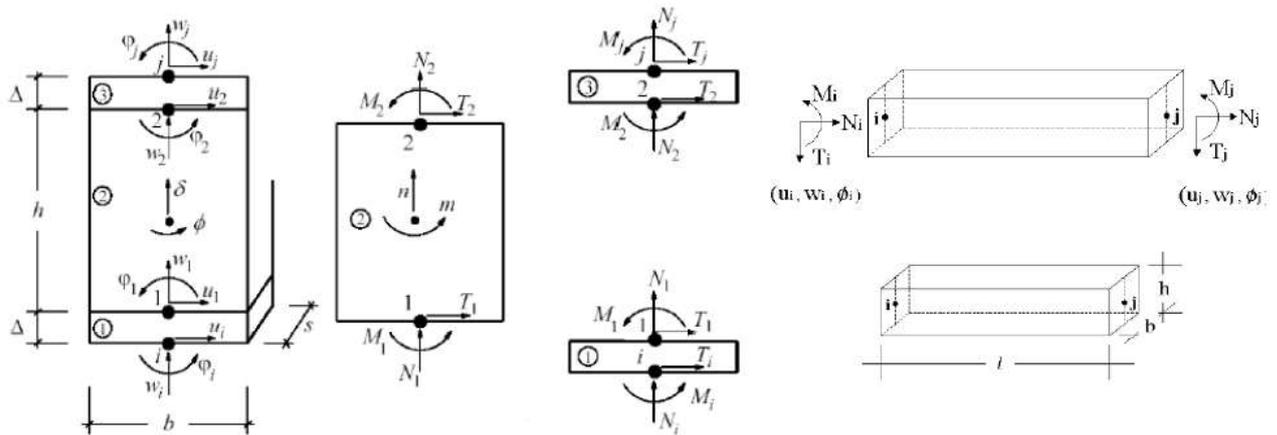


Figura 33 Macroelemento muratura ed elemento trave/pilastro

Le restanti porzioni di parete vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi.

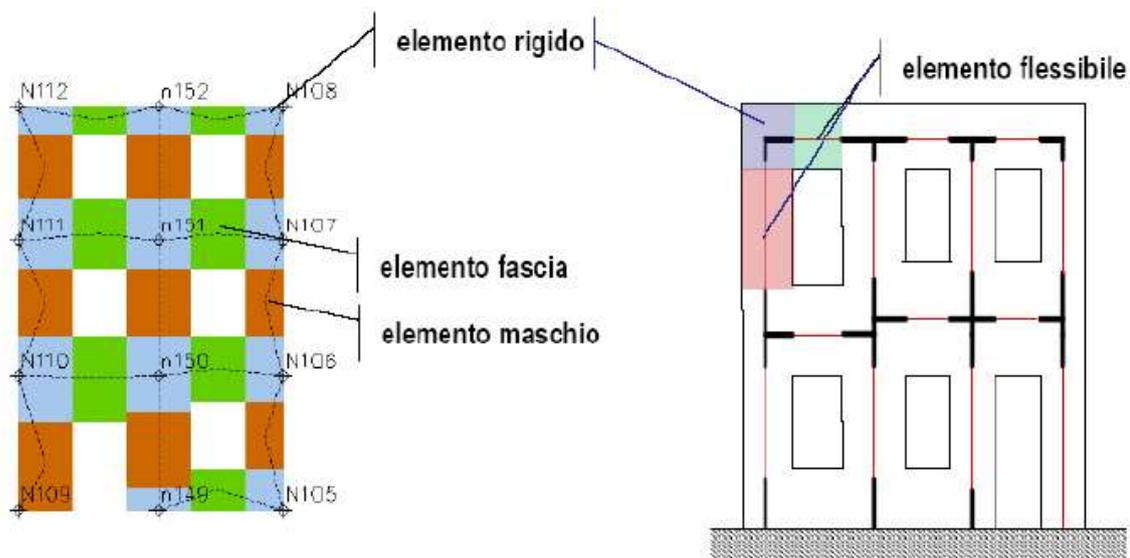


Figura 34 Schematizzazione della parete

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi.

Gli **orizzontamenti** (*solai, volte, coperture*) negli edifici svolgono un ruolo fondamentale durante l'evento sismico. Ad essi è generalmente affidato il compito di ridistribuire le forze di inerzia indotte dal sisma sugli elementi verticali e di assicurare che gli elementi resistenti collaborino nel sopportare l'azione orizzontale. Per fare questo un solaio deve avere adeguata resistenza e rigidezza. Una sufficiente rigidezza nel piano dei solai, tale da permettere loro di comportarsi da diaframmi rigidi, è generalmente auspicabile in quanto permette di ridistribuire le forze orizzontali proporzionalmente alle rigidezze degli elementi verticali e di utilizzare ipotesi semplificative nella modellazione.

Nel caso in oggetto i solai vengono modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 nodi, con 2 gradi di libertà per nodo (u_x, u_y), connessi ai nodi tridimensionali del modello; sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, identificato mediante una direzione di orditura e caratterizzati dai moduli elastici E_1 e E_2

rispettivamente secondo la direzione di orditura e quella ortogonale, che rappresentano il grado di collegamento che il solaio esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete e dal modulo di elasticità tangenziale $G_{2,1}$ dal quale dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti; non viene definita nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma

Assemblando strutture piane (pareti e orizzontamenti), il modello dell'edificio viene così ad assumere globalmente masse e rigidità su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto, localmente, dei soli gradi di libertà nel piano.

I nodi di connessione appartenenti ad una sola parete mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale (**nodi 2D**: u_x, u_y, φ_z) mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) dispongono necessariamente di gradi di libertà nel riferimento globale (**nodi 3D**: $u_x, u_y, u_z, \varphi_x, \varphi_y$).

Nei riguardi delle azioni orizzontali, la modellazione adottata trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano. I meccanismi fuori dal piano non sono quindi modellati, in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti, mentre il lo scopo del modello è offrire un'analisi del comportamento globale del fabbricato. I meccanismi fuori dal piano vengono comunque verificati a posteriori mediante analisi locali.

A ciascun elemento verranno assegnate le caratteristiche geometriche e meccaniche corrispondenti ai rispettivi materiali rilevati in situ.

Nelle figure sottostanti si riportano delle viste globali e delle sezioni del modello descritto.

Ai fini dell'analisi sismica della struttura, è stata condotta un'analisi statica non lineare (pushover), secondo le modalità previste dalla Normativa.

- AGGREGATO IN MURATURA

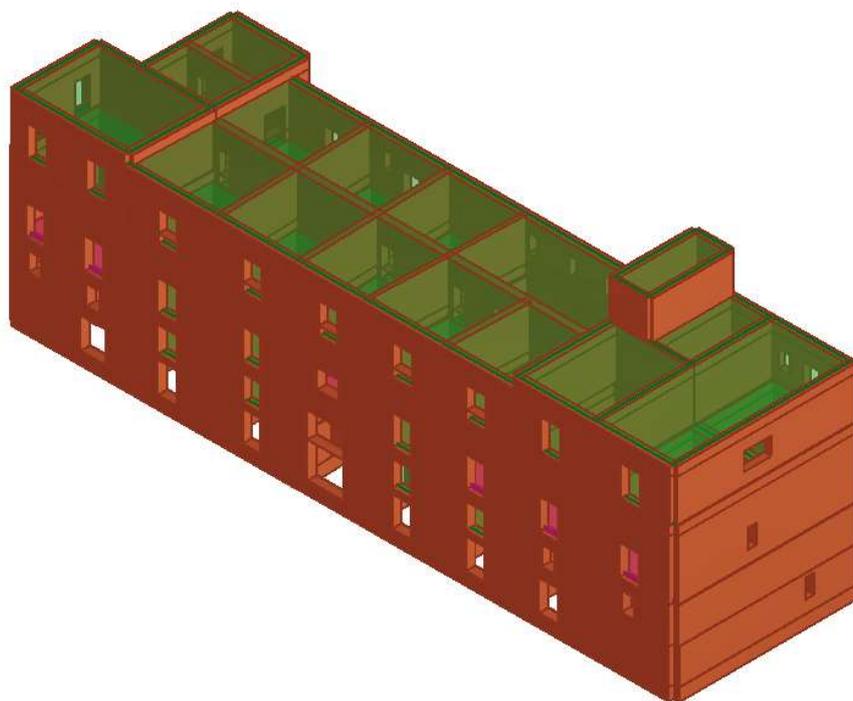


Figura 35 vista modello strutturale 3D dell'aggregato

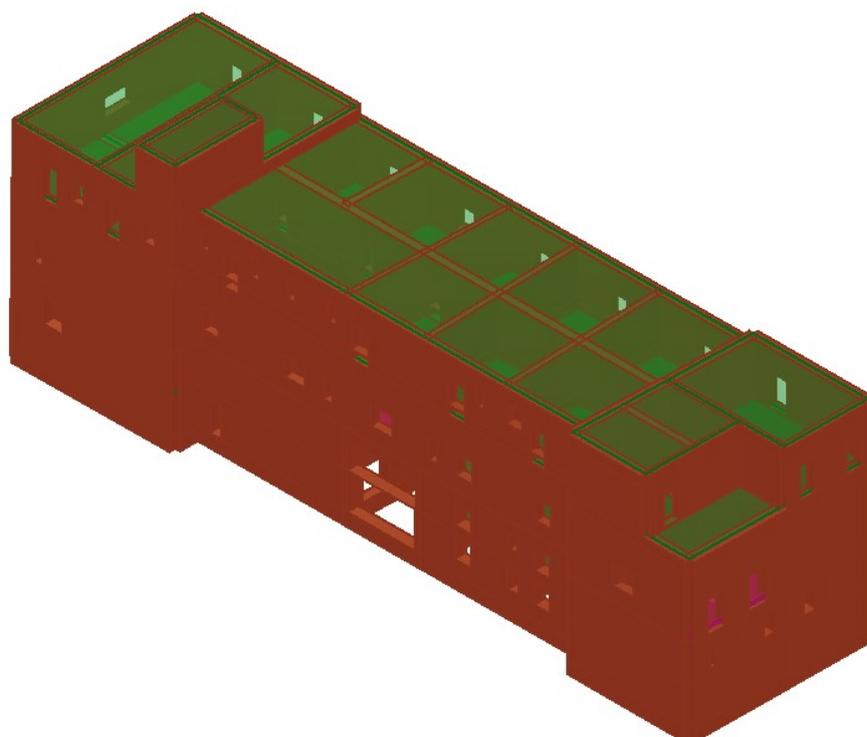


Figura 36 vista modello strutturale 3D dell'aggregato

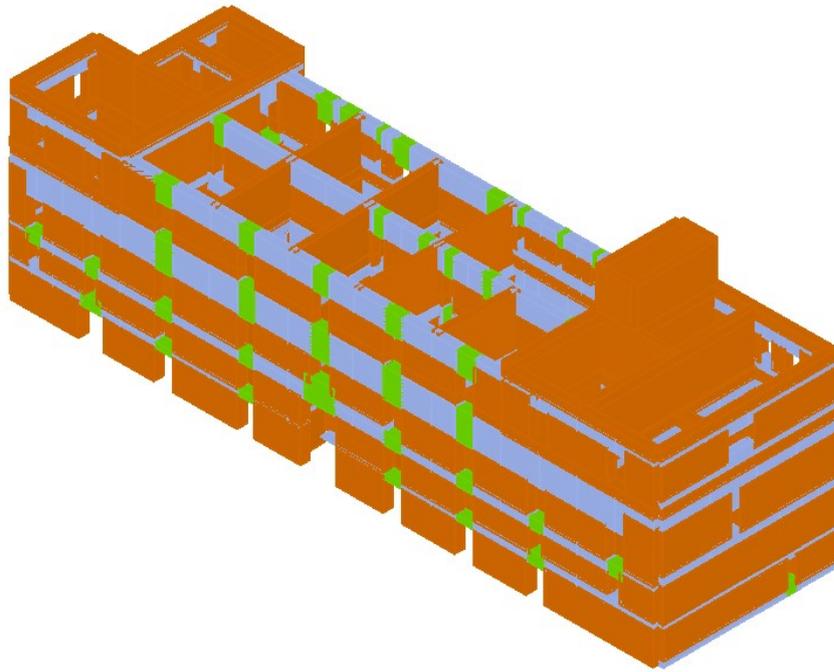


Figura 37 vista della mesh strutturale 3D dell'aggregato

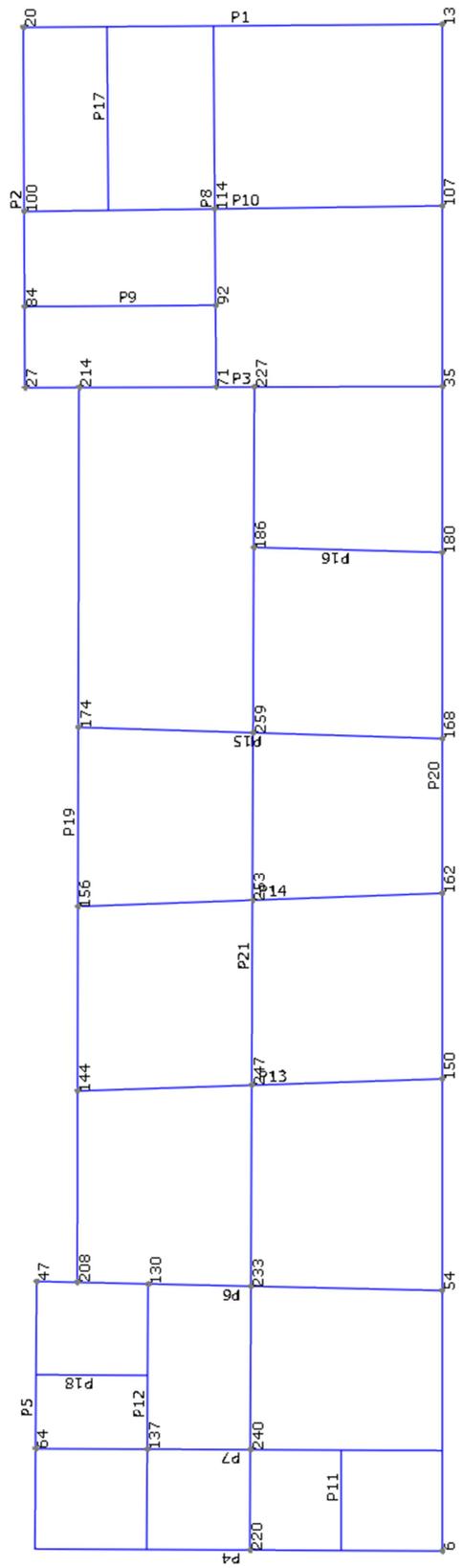


Figura 38 Pareti considerate

- UNITÀ ABITATIVA DI MEZZERIA ISOLATA

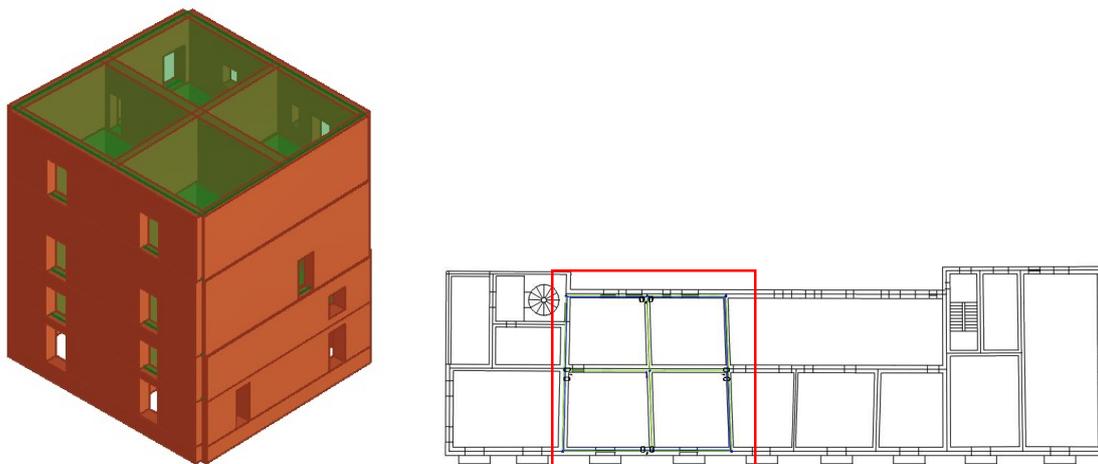


Figura 39 vista modello strutturale 3D unità di mezzeria

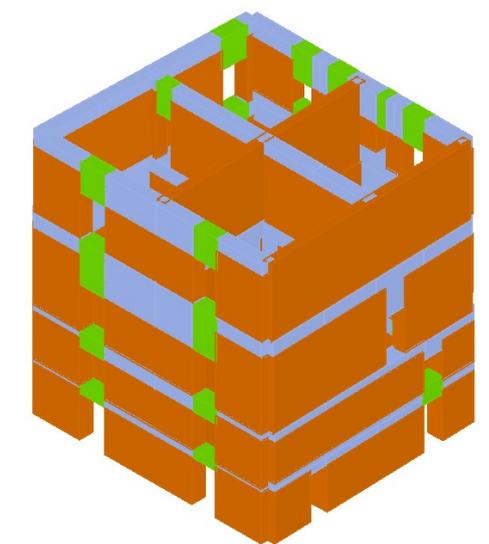


Figura 40 vista della mesh strutturale 3D unità di mezzeria

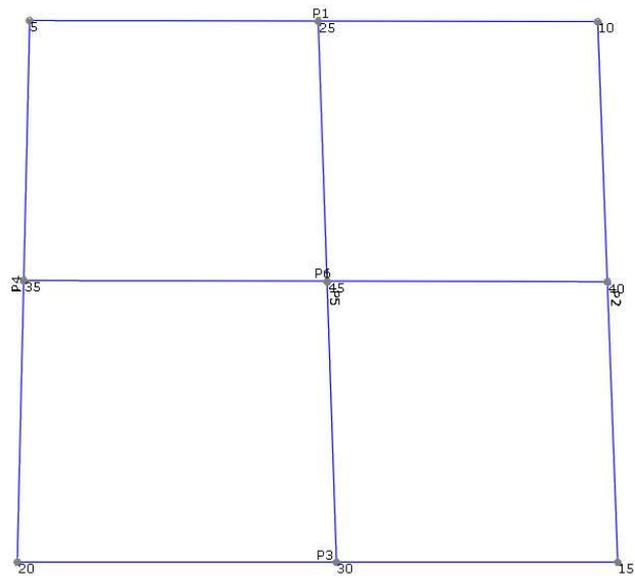


Figura 41 Pareti considerate unità di mezzeria isolata

- UNITÀ DI MEZZERIA IN AGGREGATO

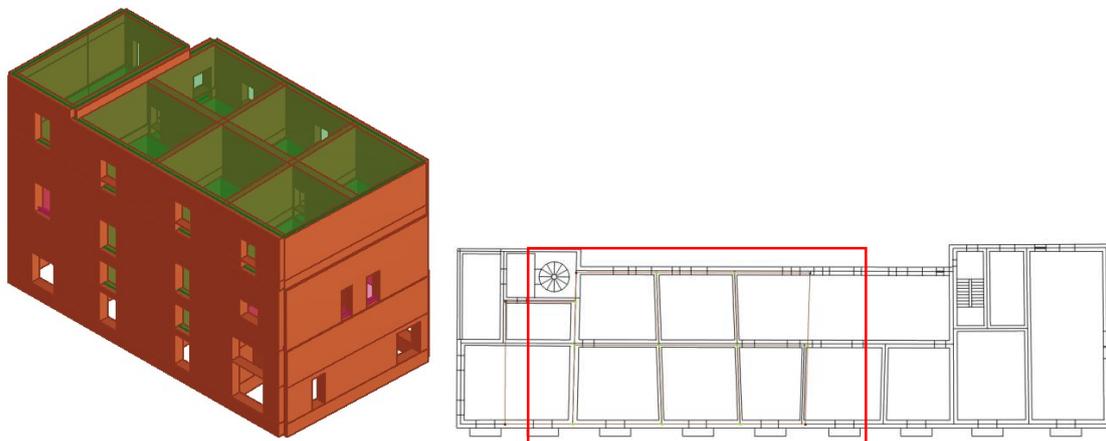


Figura 42 vista modello strutturale 3D dell'unità in aggregato

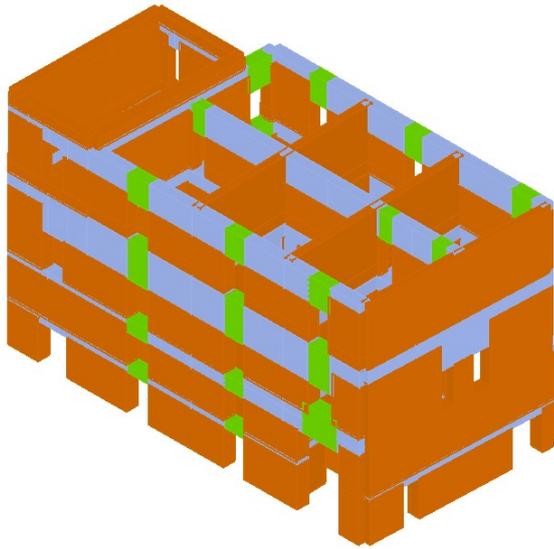


Figura 43 Vista della mesh strutturale 3d dell'unità in aggregato

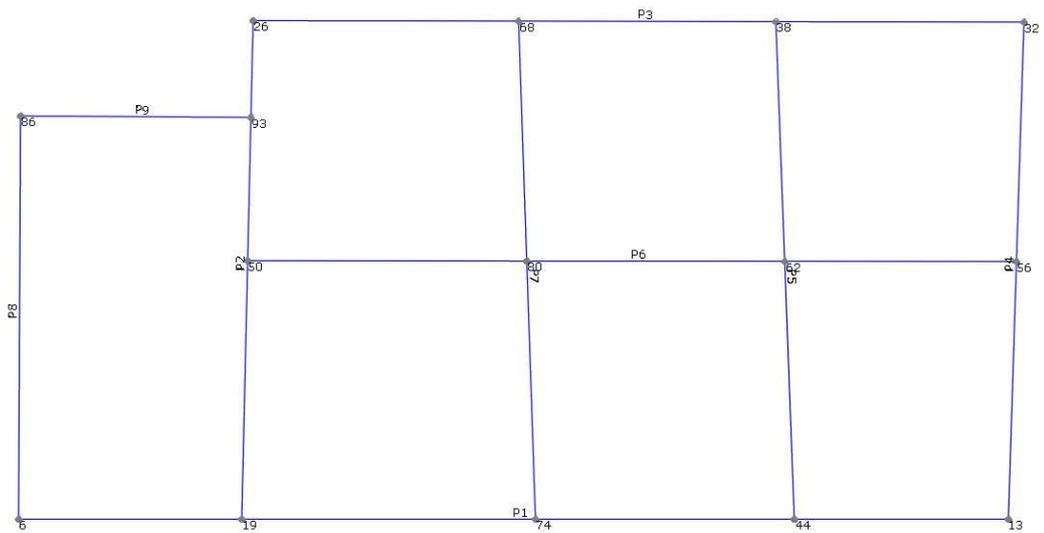


Figura 44 Pareti considerate

- UNITÀ DI TESTATA ISOLATA

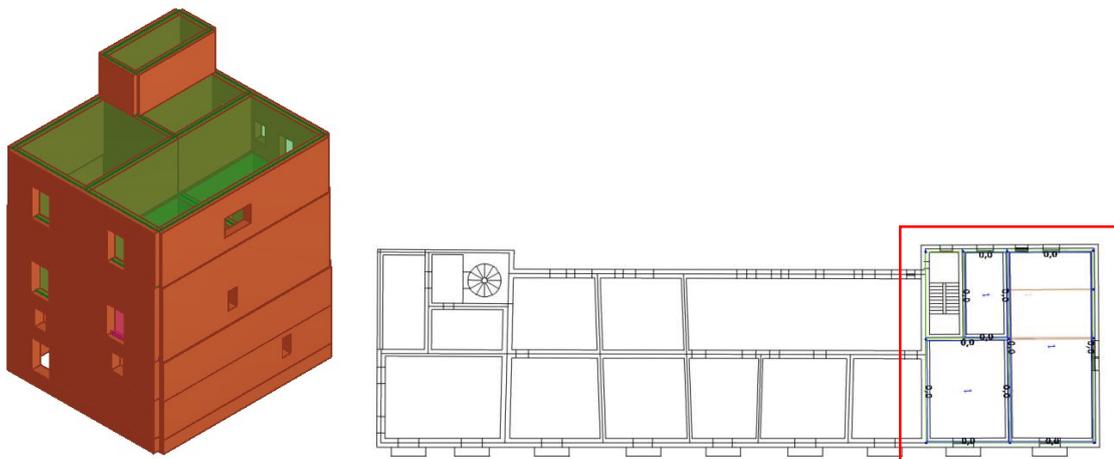


Figura 45 Vista modello strutturale 3D unità di testata isolata

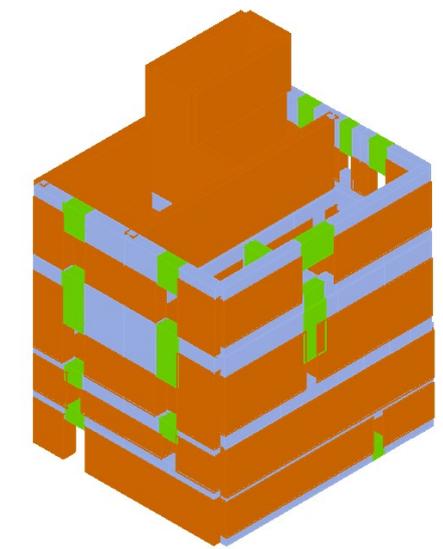


Figura 46 Vista della mesh strutturale 3D dell'unità di testata isolata

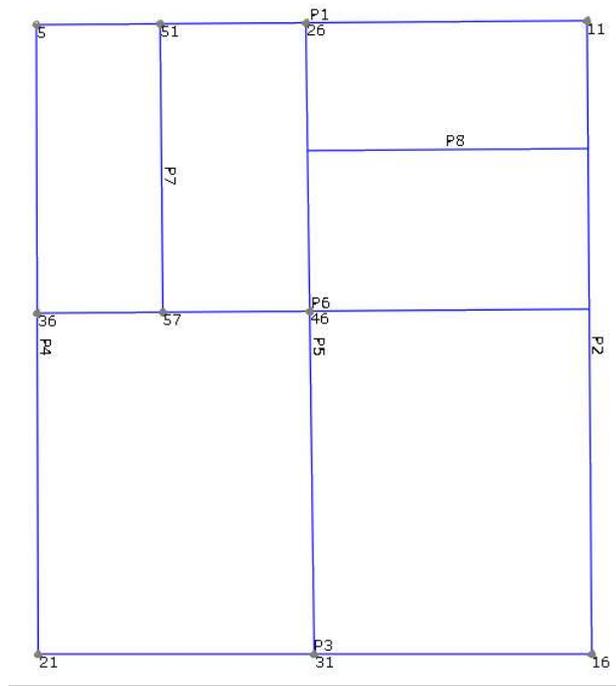


Figura 47 Pareti considerate

- UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO

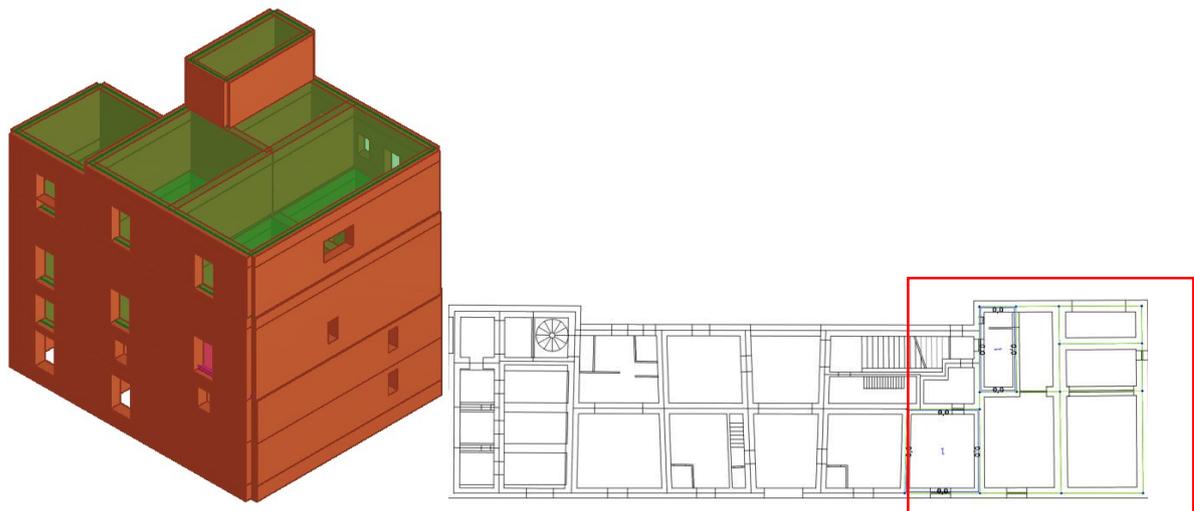


Figura 48 Vista modello strutturale 3D dell'unità di testata in aggregato

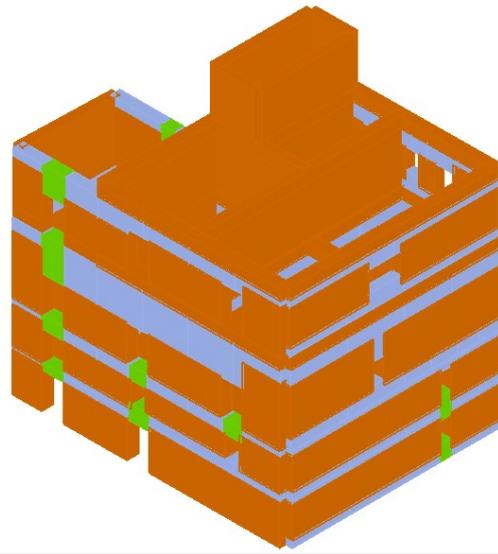


Figura 49 Vista della mesh strutturale 3D dell'unità di testata in aggregato

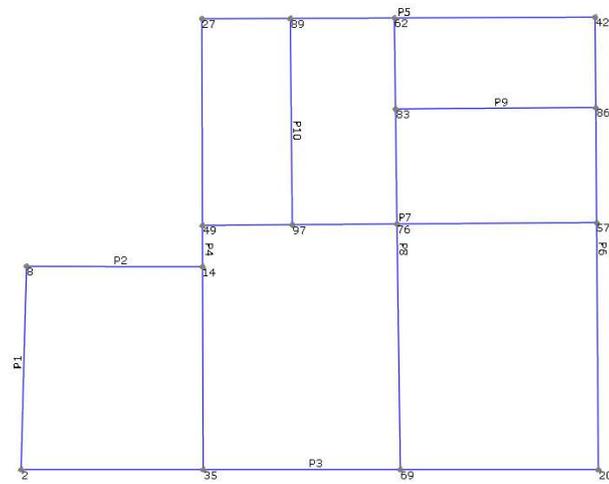


Figura 50 Pareti considerate

5.2 Descrizione della modellazione del software EDILUS

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo Edilus, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

La modellazione dell'elemento parete viene effettuata tramite shell60 il quale è un elemento shell ad alte prestazioni composto da una parte membranale e da una flessionale i cui effetti possono essere accoppiati tra loro per contemplare i casi di piastre in composito a grosso spessore con i diversi strati comunque orientati. L'elemento membranale è dotato di una vera rigidità alla rotazione normale (grado di libertà drilling), che consente una più fedele schematizzazione di strutture a guscio non completamente giacenti su un piano e una naturale connessione con elementi beam. Gli elementi implementati sono triangolari o quadrangolari, a tre e quattro nodi rispettivamente. Gli elementi quadrangolari sono ottenuti assemblando in modo automatico più elementi triangolari. Gli elementi triangolari sono di tipo HPE (High Performance Elements) ad alte prestazioni. Hanno una formulazione particolare che li rende paragonabili ai più classici elementi isoparametrici a 6 nodi con deformazione lineare. Contrariamente all'elemento quadrangolare, l'elemento triangolare può essere utilizzato efficacemente per schematizzare l'intera struttura a guscio sebbene la forma composta quadrangolare sia comunque generalmente superiore. L'utilizzo di soli elementi triangolari ha però indubbi vantaggi. L'elemento triangolare consente una più rapida esecuzione, che permette l'uso di suddivisioni più fitte. La suddivisione di qualunque superficie risulta inoltre più semplice ed accurata. L'elemento Shell60 possiede una formulazione che lo rende piuttosto insensibile alla distorsione. Questa caratteristica è particolarmente utile nell'impiego con pre-processor che generano la mesh in modo automatico. In ogni caso, la risposta dell'elemento è tanto più accurata quanto più la sua forma è prossima al triangolo equilatero. L'elemento è definito su un sistema locale x-y-z, con asse z perpendicolare al suo piano. Ad esso occorre far riferimento per il corretto orientamento dei materiali ortotropi, della geometria della sezione e dei carichi di elemento. Inoltre i risultati sono anch'essi riferiti al sistema locale. I sistemi locali non sono legati all'orientamento e numerazione dei lati dell'elemento ma possono essere assegnati esplicitamente come caratteristica della sezione. I tempi di

calcolo degli elementi sono contenuti, grazie al fatto che le matrici di rigidezza sono esplicitamente integrate. L'elemento quadrangolare è definito assegnando la sequenza dei nodi I, J, K, L.

L'orientamento dell'asse locale z è determinato dal verso di percorrenza antiorario dei nodi. L'asse locale x è invece assegnato esplicitamente come caratteristica geometrica (v. linee C). L'elemento triangolare è numerato assegnando il nodo L uguale al nodo K (I, J, K, K) oppure lasciando L=0. L'elemento quadrangolare è ottenuto per sovrapposizione di quattro triangoli.

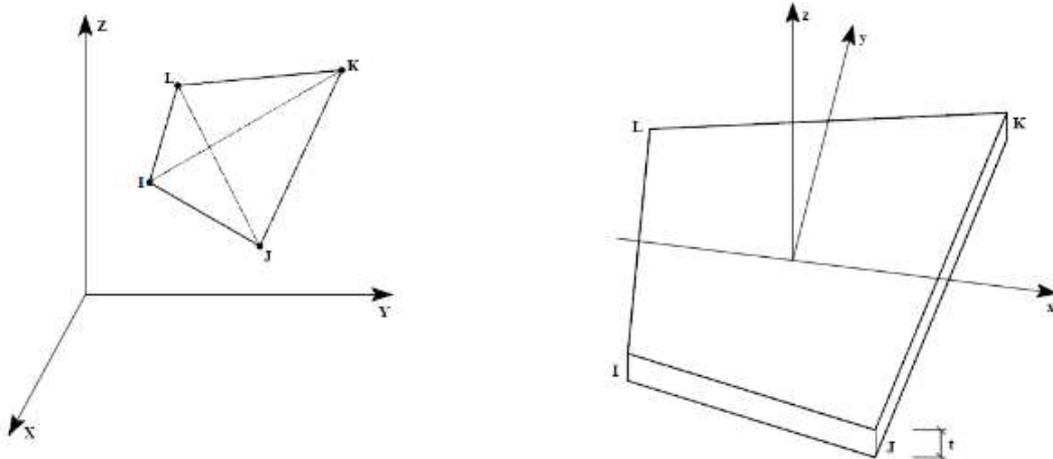


Figura 51 Definizione modulo shell lineare

La formulazione dell'elemento HPE (High Performance Element) Shell60 è basata sulla composizione di un elemento triangolare membranale AnDeS con grado di libertà drilling e sull'elemento DKT (Discrete Kirchhoff Triangle). Il grado di libertà di rotazione (drilling dof) è aggiunto descrivendo attraverso di esso la deformazione di ciascun lato. Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata dei vari casi esaminati.

- AGGREGATO IN MURATURA

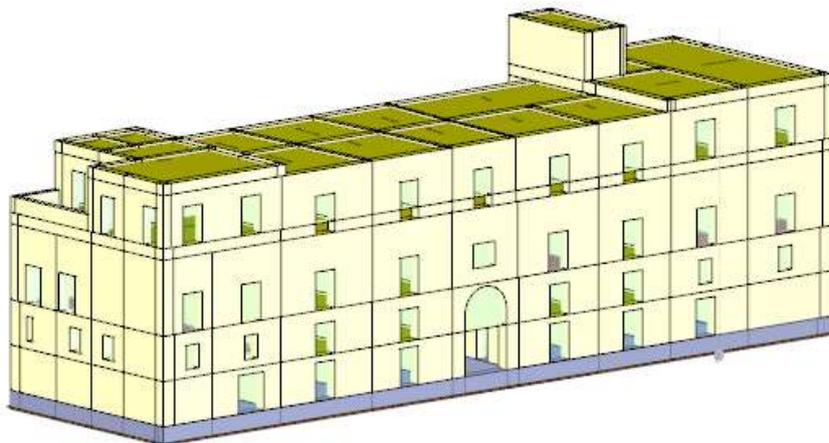


Figura 52 vista modello strutturale 3D dell'aggregato

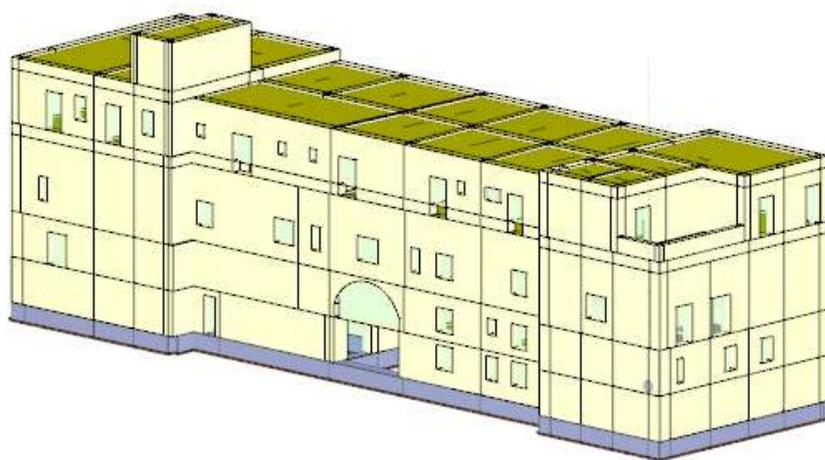


Figura 53 vista modello strutturale 3D dell'aggregato

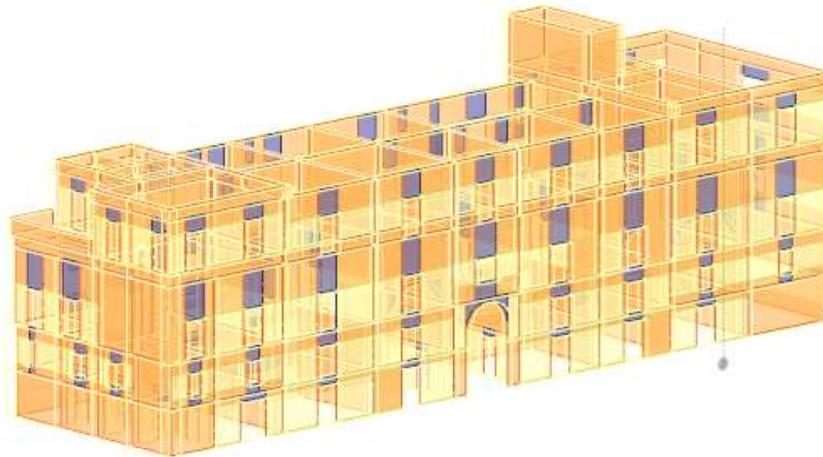


Figura 54 vista della mesh strutturale 3D dell'aggregato

- UNITÀ ABITATIVA DI MEZZERIA ISOLATA

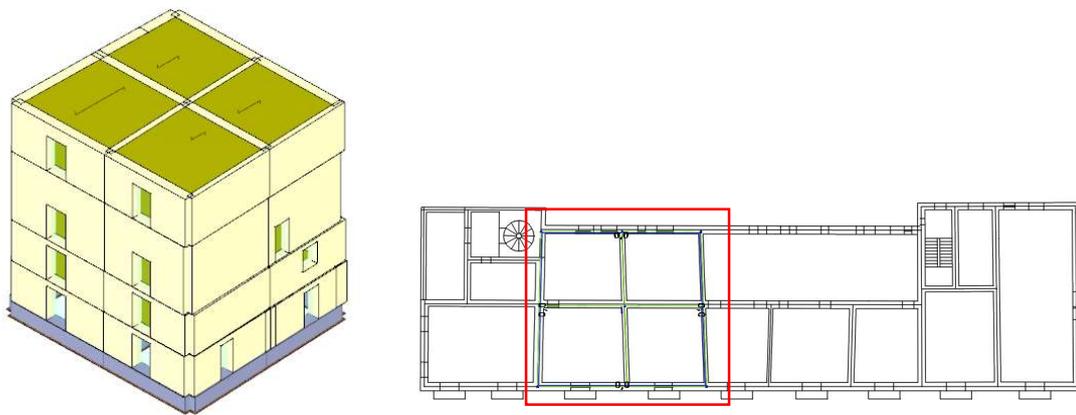


Figura 55 vista modello strutturale 3D unità di mezzeria

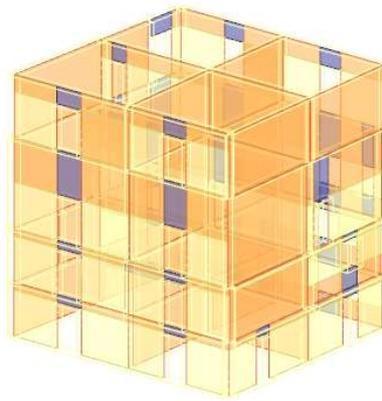


Figura 56 vista della mesh strutturale 3D unità di mezzeria

- UNITÀ DI MEZZERIA IN AGGREGATO

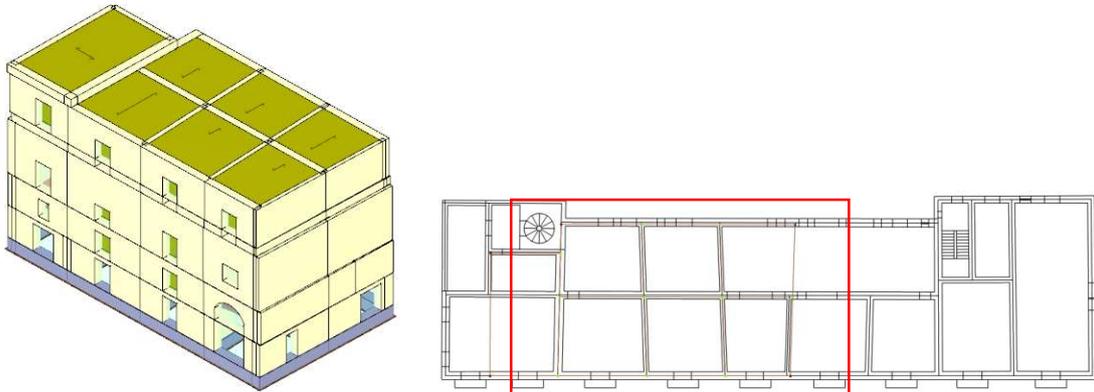


Figura 57 vista modello strutturale 3D dell'unità in aggregato

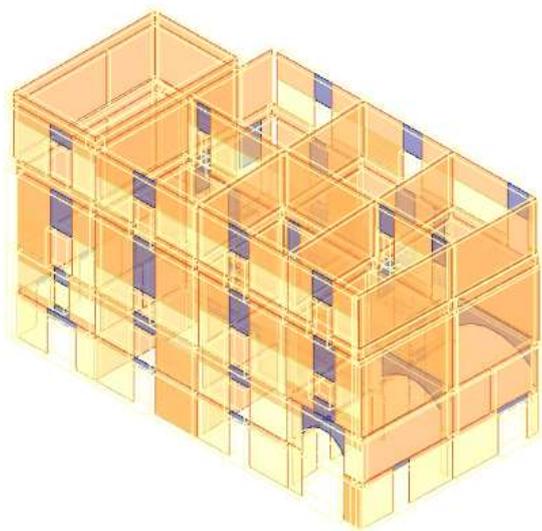


Figura 58 Vista della mesh strutturale 3d dell'unità in aggregato

- UNITÀ DI TESTATA ISOLATA

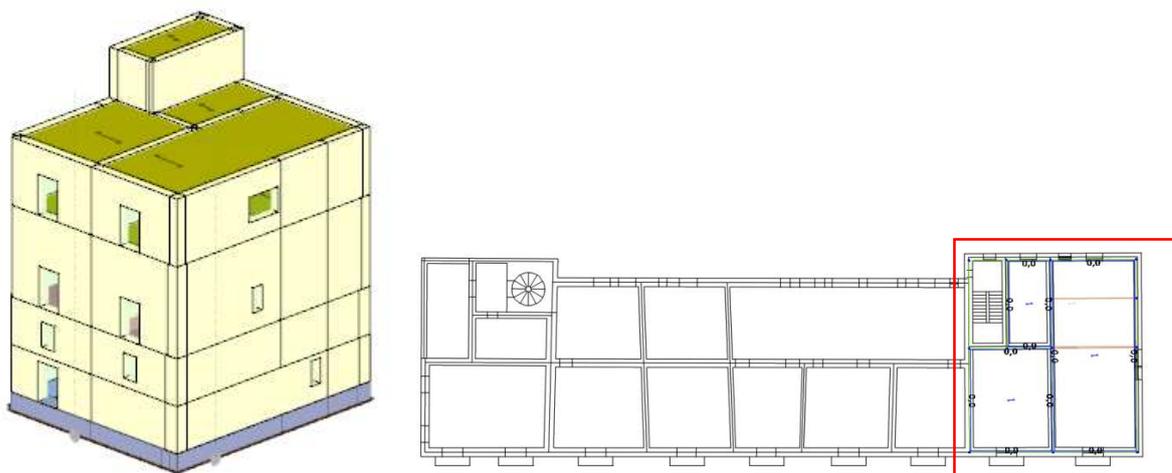


Figura 59 Vista modello strutturale 3D unità di testata isolata

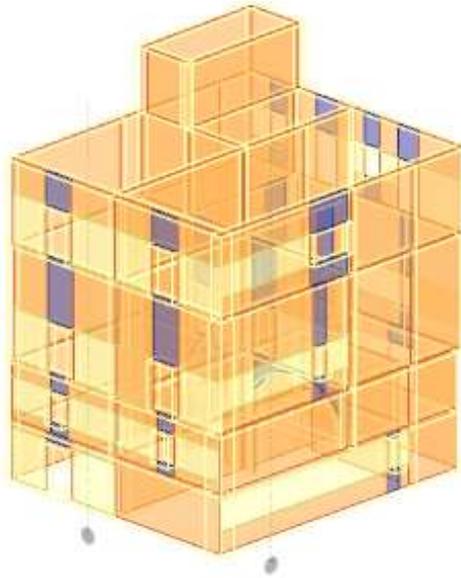


Figura 60 Vista della mesh strutturale 3D dell'unità di testata isolata

- UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO

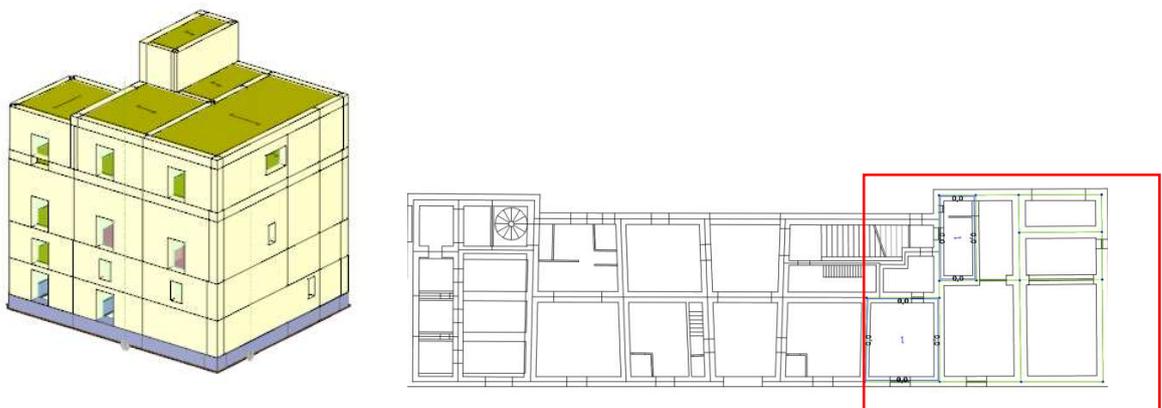


Figura 61 Vista modello strutturale 3D dell'unità di testata in aggregato

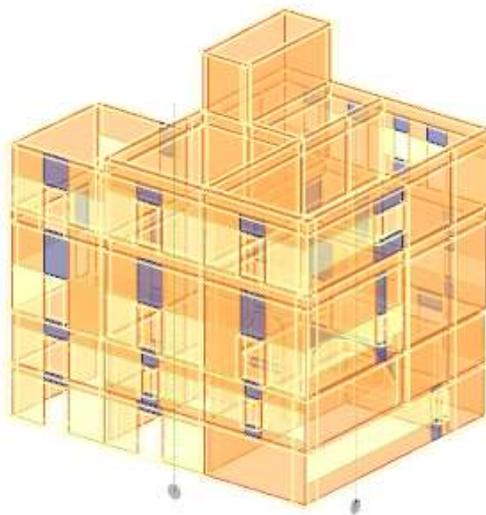


Figura 62 Vista della mesh strutturale 3D dell'unità di testata in aggregato

5.3 Descrizione della modellazione del software CDS Win

il programma di calcolo CDS Win utilizza il metodo agli elementi finiti FEM (Finite Element Method). Quest'ultima è una tecnica numerica atta a cercare soluzioni approssimative a problematiche descritte da equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendole ad un sistema di equazioni algebriche. Il metodo agli elementi finiti è una delle fasi fondamentali per definire il modello finale, passando da un modello fisico ad uno matematico filtrandone alcune variabili e considerandone solo alcune fondamentali. La difficoltà e la problematica nel lavoro di un ingegnere è quella di discretizzare la realtà di una struttura trascurando i contributi meno significativi e considerando quelli preponderanti per il modello. Questo perché non sempre un modello strutturale, seppur studiato dettagliatamente può portare a risultati più precisi e dettagliati in termini di sollecitazioni e deformazioni.

Metodo del telaio equivalente (SAM)

Il metodo SAM (Simplified Analysis of Masonry) è di formulazione bidimensionale e successivamente è stato esteso al caso tridimensionale. Esso serve a valutare la risposta globale dell'edificio, in cui il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano delle pareti tralasciando eventuali meccanismi di collasso al di fuori del piano. Per comprendere il modello si fa riferimento ad una parete multipiano in muratura, soggetta a carichi gravitazionali costanti ed orizzontali crescenti in corrispondenza di ogni impalcato. Quando la geometria è abbastanza regolare si può discretizzare la parete in un telaio equivalente formato da maschi murari verticali e travi orizzontali, considerando il nodo rigido all'intersezione tra i due. Gli elementi telaio, usati per la modellazione dei maschi murari e delle travi in muratura, sono modellati come elementi 'beam' (deformabili assialmente ed a taglio), mentre per i nodi vige l'ipotesi di infinita rigidità e quindi si possono assumere opportuni 'offsets', o braccio rigido, alle estremità dei maschi e delle fasce di piano.

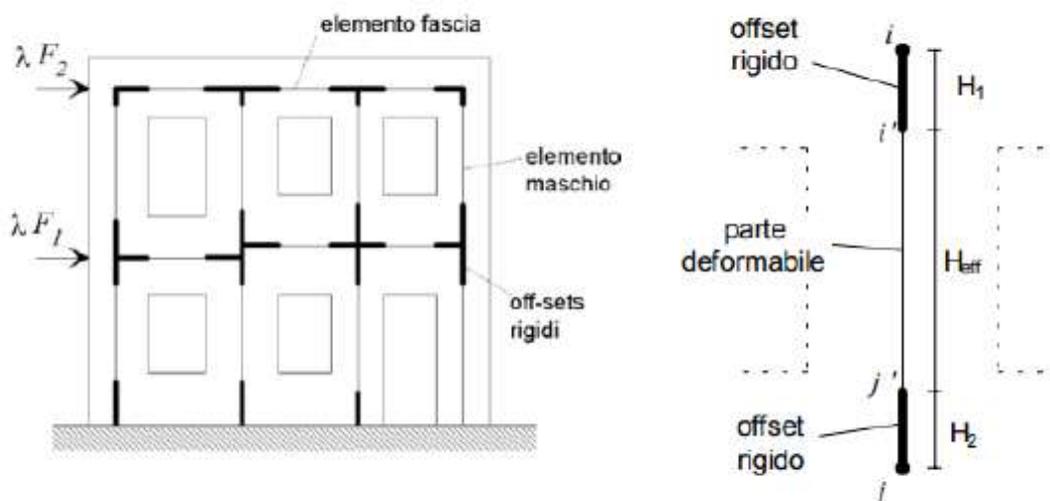


Figura 63 Schematizzazione a telaio equivalente di parete caricata nel piano (a sinistra), elemento maschio murario (a destra) _fonte Magenes, costruzioni in zona sismica

Il maschio murario è costituito da una parte centrale deformabile con resistenza finita e da due estremità a rigidità infinita. L'altezza deformabile, detta anche altezza efficace, del maschio è individuata nel modello di Dolce (figura 65) e tiene conto della presenza di aperture e delle zone di discontinuità da esse generate.

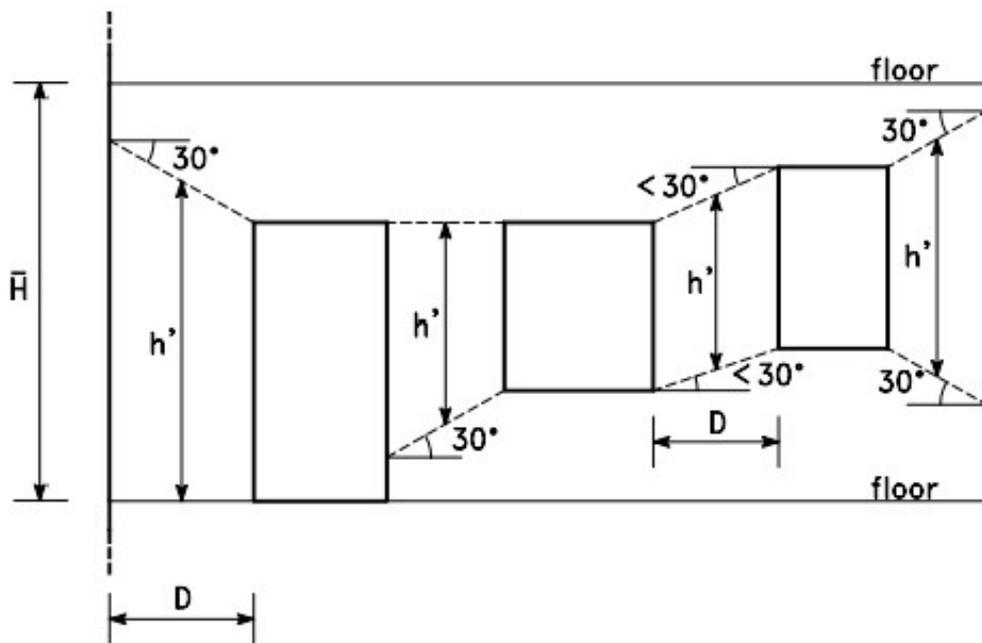


Figura 64 definizione dell'altezza efficace dei maschi murari _fonte Dolce, 1989

Il legame costitutivo considerato per l'elemento maschio murario è ipotizzato del tipo elasto-plastico, caratterizzato da meccanismi di rottura quali rottura per pressoflessione o ribaltamento e rottura per taglio con fessurazione diagonale e taglio-scorrimento. Per quanto riguarda l'elemento fascia le ipotesi sono analoghe a quelle formulate per il maschio, ma il comportamento è del tipo fragile. I meccanismi di rottura caratteristici sono la rottura per pressoflessione e per taglio.

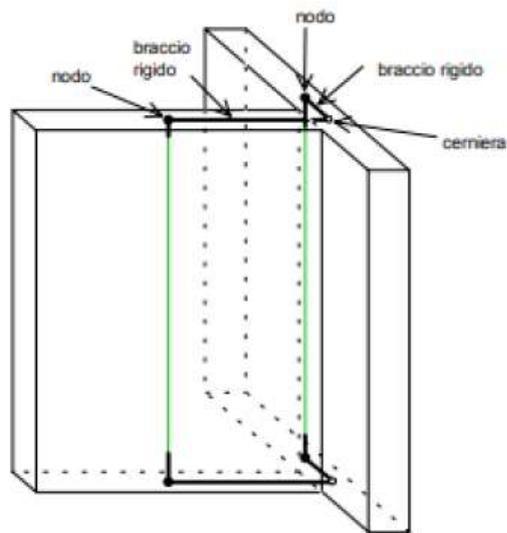


Figura 65 scomposizione di un muro composito in maschi elementari

Per quanto concerne il caso studio, ci si è affidati alla teoria del telaio equivalente SAM e la modellazione dell'edificio è stata effettuata mediante software di calcolo strutturale CDS Win della S.T.S., che implementa le teorie illustrate in precedenza. In particolare è stato impiegato il modulo CDSMa che permette la modellazione e successive analisi (lineari e non) delle strutture in muratura.

- AGGREGATO IN MURATURA

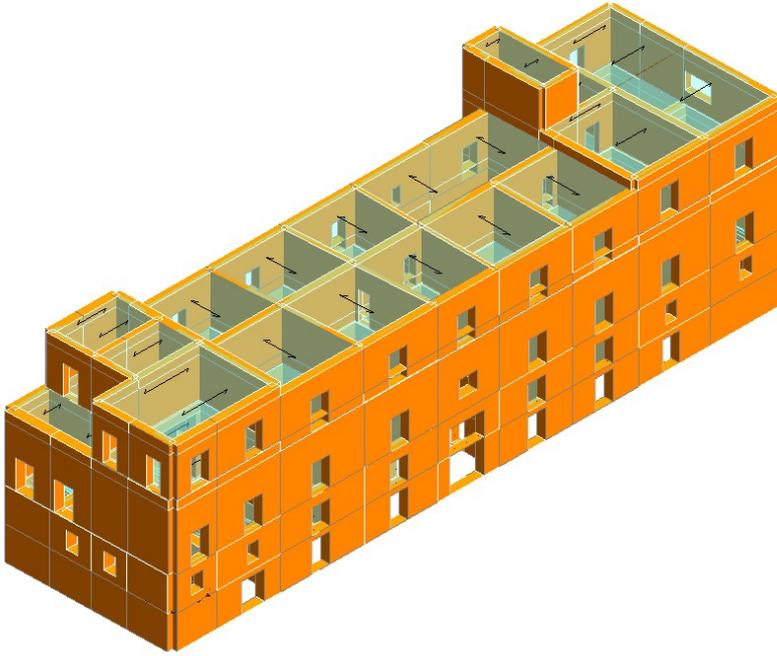


Figura 66 vista modello strutturale 3D dell'aggregato

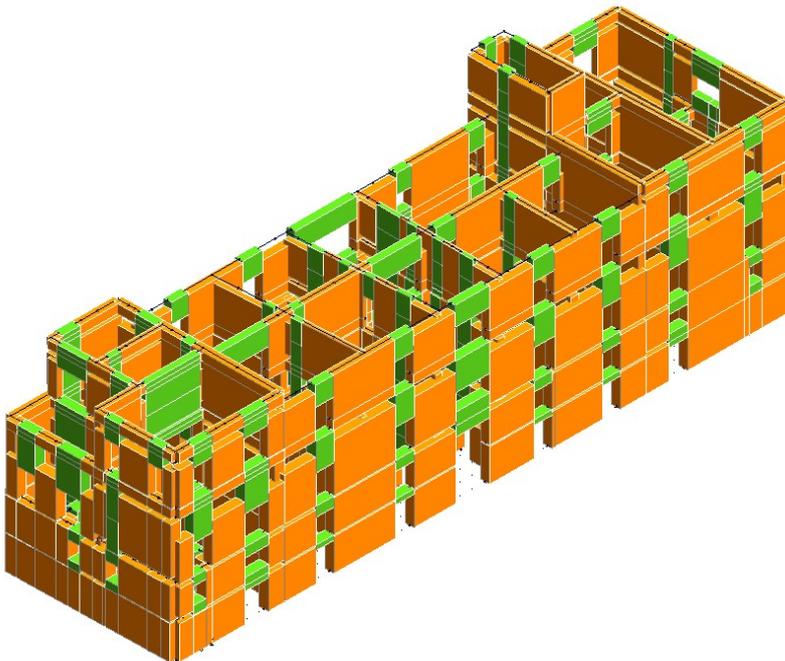


Figura 67 Vista della mesh strutturale 3D dell'unità di testata in aggregato

- UNITÀ ABITATIVA DI MEZZERIA ISOLATA

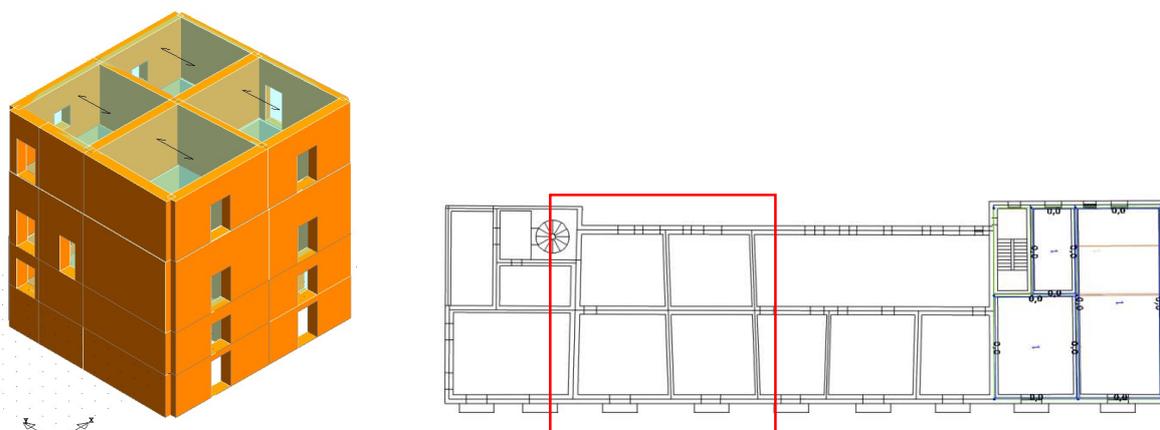


Figura 68 vista modello strutturale 3D dell'unità isolata

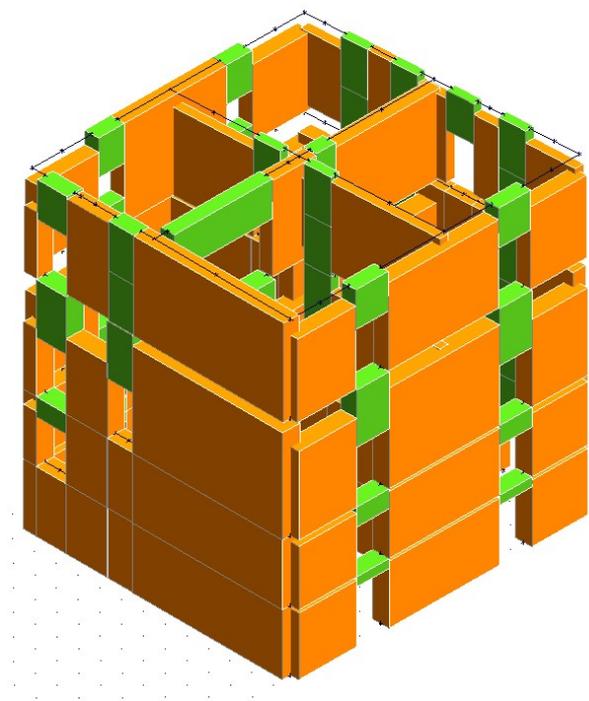


Figura 69 Vista della mesh strutturale 3d dell'unità isolata

- UNITÀ DI MEZZERIA IN AGGREGATO

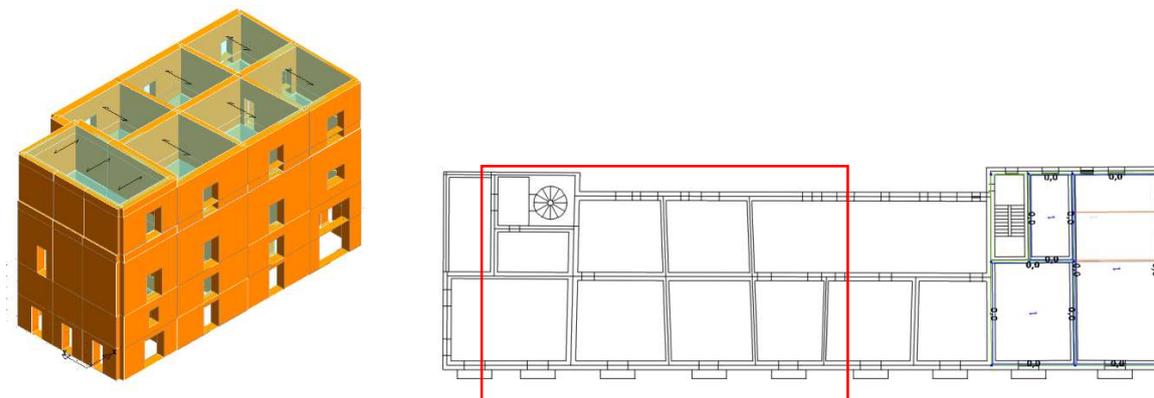


Figura 70 vista modello strutturale 3D dell'unità isolata

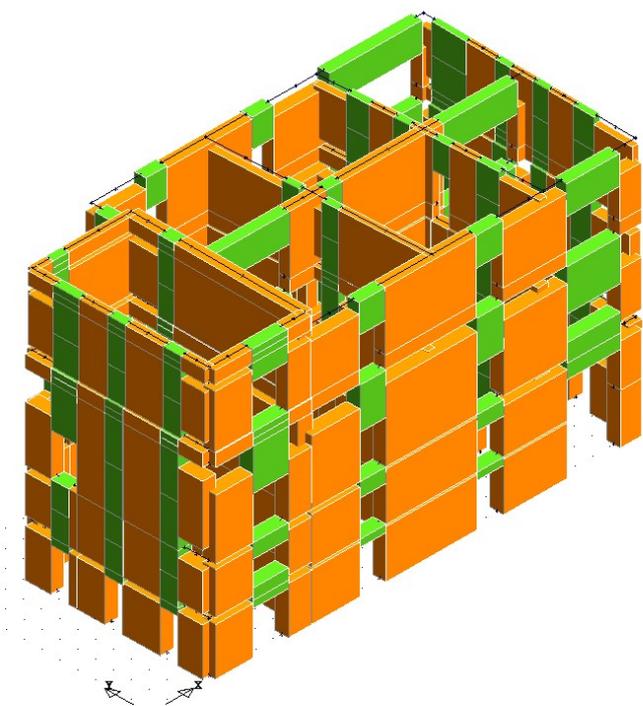


Figura 71 Vista della mesh strutturale 3d dell'unità isolata

- UNITÀ DI TESTATA ISOLATA

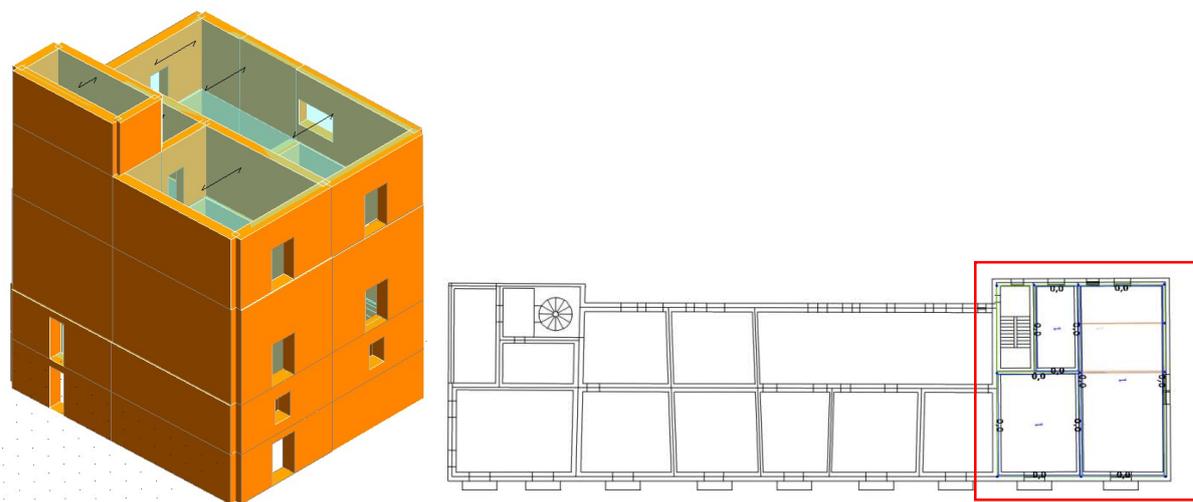


Figura 72 Vista modello strutturale 3D unità di testata isolata

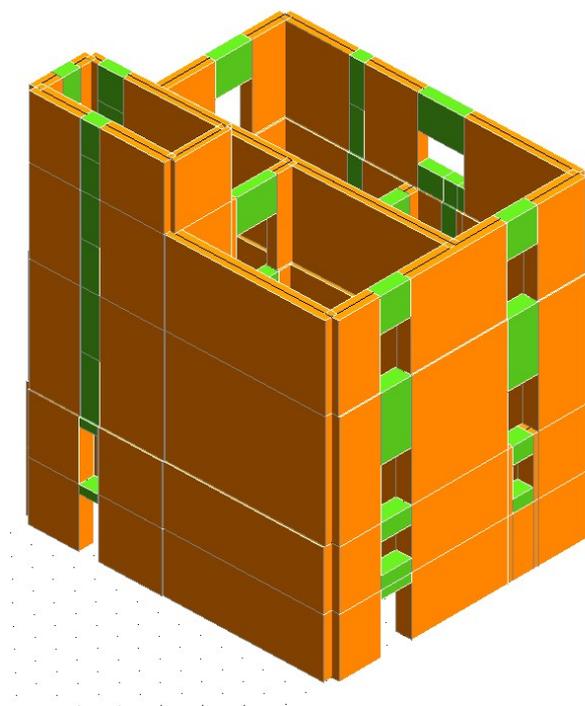


Figura 73 Vista della mesh strutturale 3D dell'unità di testata isolata

- UNITÀ DI TESTATA IN AGGREGATO

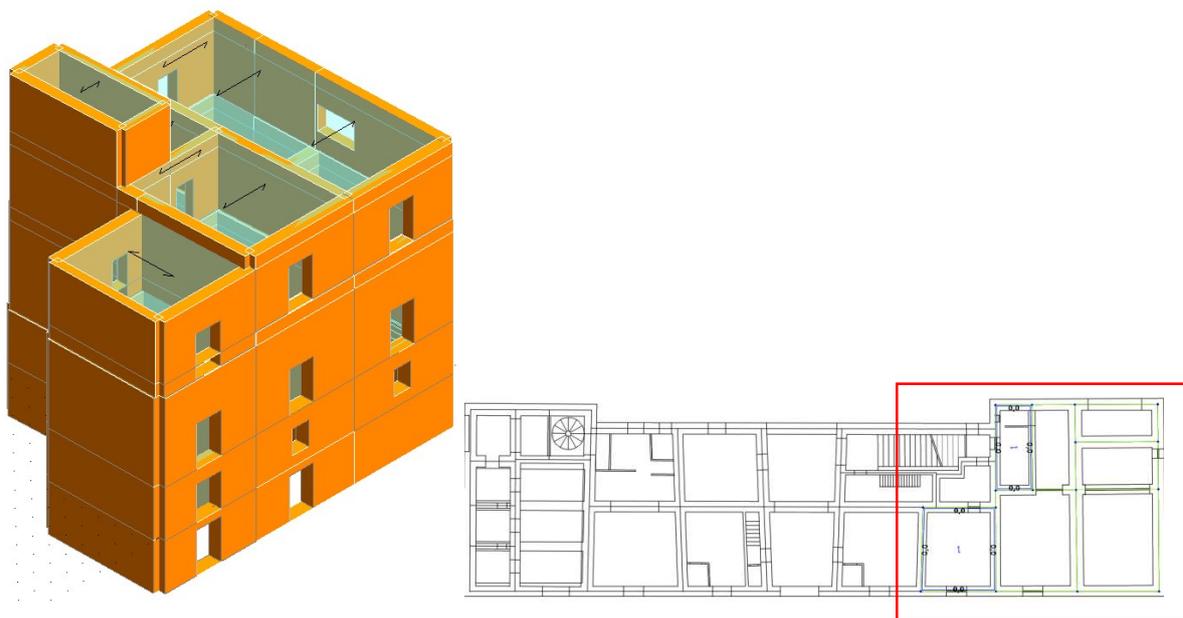


Figura 74 Vista modello strutturale 3D dell'unità di testata in aggregato

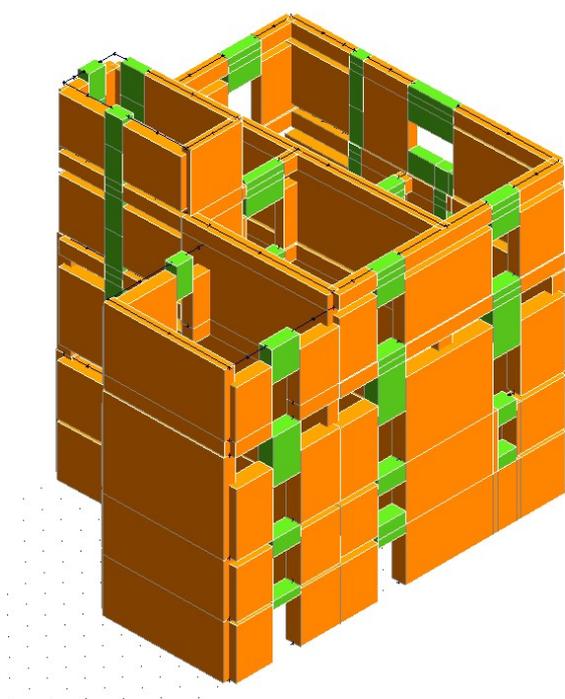


Figura 75 Vista della mesh strutturale 3D dell'unità di testata in aggregato

6 ANALISI DEI RISULTATI DELLO STATO DI FATTO

6.1 Analisi Dinamica lineare dello stato di Fatto

L'analisi dinamica lineare è stata svolta, mediante l'utilizzo di tutti e tre i programmi di calcolo definiti nei capitoli precedenti e su tutti e cinque i sottosistemi edilizi descritti nei capitoli precedenti. Essa, fornendo le caratteristiche dinamiche della struttura quali, periodo di vibrazione, e di conseguenza massa e rigidezza, pulsazione, fattore di partecipazione modale e massa partecipante di ogni modo di vibrare, è un potente strumento in grado, tramite opportuni confronti, di stabilire l'efficacia e la congruità delle tre modellazioni svolte e di rintracciare nel caso eventuali difformità. Le tabelle seguenti mostrano i valori dei periodi di vibrazione dei primi tre modi di vibrare, articolate in funzione del programma utilizzato e del sottosistema edilizio:

Tabella 2 Periodi dei principali modi di vibrare- software 3MURI

3MURI			
Periodi PRINCIPALI Modi di Vibrare			
	T1 [s]	T2 [s]	T3 [s]
AGGREGATO	0,31	0,28	0,27
MEZZERIA ISOLATA	0,31	0,3	0,24
MEZZERIA IN AGGREGATO	0,32	0,31	0,27
TESTATA ISOLATA	0,36	0,28	0,23
TESTATA IN AGGREGATO	0,32	0,27	0,21

Tabella 3 Periodi dei principali modi di vibrare- software EDILUS

EDILUS			
Periodi PRINCIPALI Modi di Vibrare			
	T1 [s]	T2 [s]	T3 [s]
AGGREGATO	0,32	0,28	0,3
MEZZERIA ISOLATA	0,3	0,31	0,34
MEZZERIA IN AGGREGATO	0,33	0,29	0,35
TESTATA ISOLATA	0,55	0,4	0,46
TESTATA IN AGGREGATO	0,3	0,43	0,34

Tabella 4 Periodi dei principali modi di vibrare- software CDS Win

CDS Win			
Periodi PRINCIPALI Modi di Vibrare			
	T1 [s]	T2 [s]	T3 [s]
AGGREGATO	0,32	0,3	0,28
MEZZERIA ISOLATA	0,33	0,32	0,25
MEZZERIA IN AGGREGATO	0,36	0,35	0,32
TESTATA ISOLATA	0,35	0,29	0,26
TESTATA IN AGGREGATO	0,35	0,28	0,25

Come è possibile notare, i valori dei periodi ottenuti dai tre programmi, ricadono, per ogni modo di vibrare, in un range di valori molto stretto; tale risultato certifica che, nonostante si tratti di modellazioni differenti, le caratteristiche dinamiche dell'edificio sono sempre le stesse.

6.2 Analisi Statica non lineare dello stato di fatto

Nell'analisi pushover, si applicano delle azioni via, via crescenti, non ponendo limiti all'entità (modulo) di queste azioni, ma fissando delle distribuzioni in altezza. In sostanza, essendo la pushover, un'analisi al passo, si fissa una distribuzione di forza in altezza (sui piani dell'edificio) e si incrementa (o decrementa) iterativamente questa forza, monitorando spostamenti e danno. Quindi l'analisi non ha il limite concettuale/applicativo di dover conoscere le forze sismiche, prima di effettuare la verifica, ma ha però comunque un limite: conoscere la ripartizione di queste forze in altezza, ovvero, la distribuzione. Questo limite viene in parte superato adottando diverse distribuzioni; per ciascuna direzione, secondo le NTC 2018, andrebbero considerate due distribuzioni diverse delle forze lungo l'altezza dell'edificio:

- proporzionale alla distribuzione delle masse degli impalcati
- proporzionale alle forze di piano determinate dal primo modo di vibrare

Un ulteriore passaggio che caratterizza tale analisi (metodo N2), è quello di ottenere le curve di capacità di un sistema a più masse (MDOF) e scalarle in base ad opportuni valori

per ottenere curve di capacità di un sistema a massa singola equivalente (SDOF) dove poter valutare poi i parametri finali su quest'ultimo.

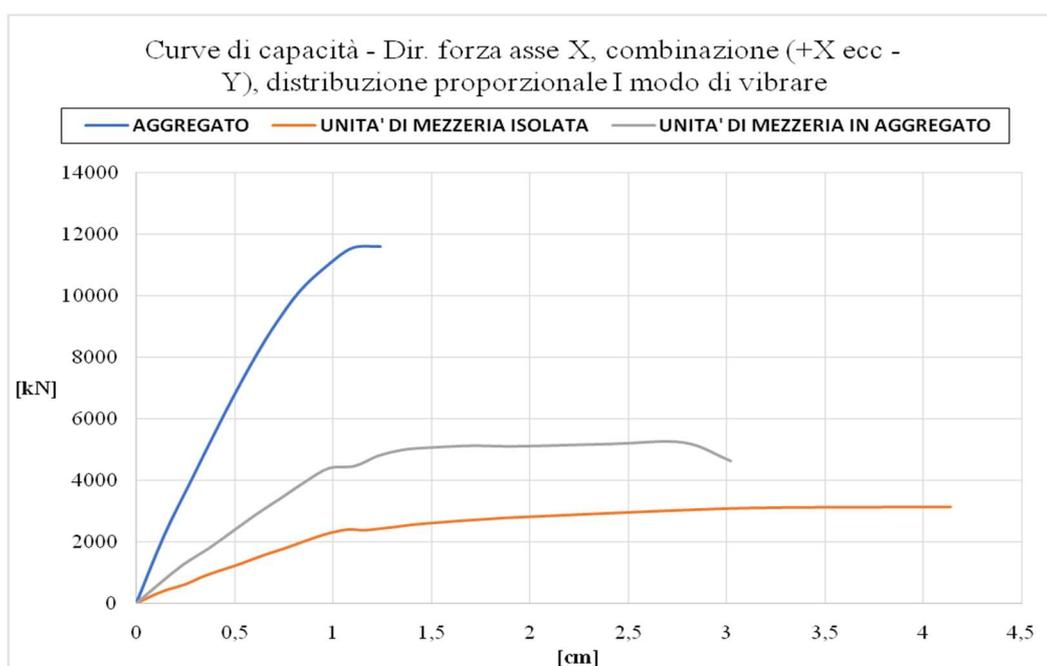
Di seguito, grazie alle Figure di seguito riportate, si mostrano i confronti tra le curve di capacità, in entrambe le direzioni, considerando l'eccentricità accidentale, su tutti e cinque i sottosistemi edilizi e per ogni programma di calcolo. Vengono considerate le combinazioni peggiori in entrambe le direzioni principali per ogni singolo sottosistema: Si riportano i risultati e i rispettivi diagrammi in allegato (ALLEGATO 1)

Considerazioni

Dalle analisi svolte con i tre diversi programmi di calcolo per i singoli sottosistemi, si sono confrontate le due unità abitative di mezzeria e di testata sia isolate che in aggregato.

Dai diagrammi si evidenzia la differenza di rigidità dei quattro sottosistemi con l'aggregato globale: la rigidità k dell'aggregato è molto più elevata rispetto ai sottosistemi, inoltre entrambe le unità abitative considerate in aggregato hanno sia una rigidità k , che una forza resistente maggiore rispetto alle rispettive unità abitative considerate isolate.

Diagramma 5 Curve di capacità- Confronto tra i casi studio per l'unità abitativa di mezzeria- software 3MURI



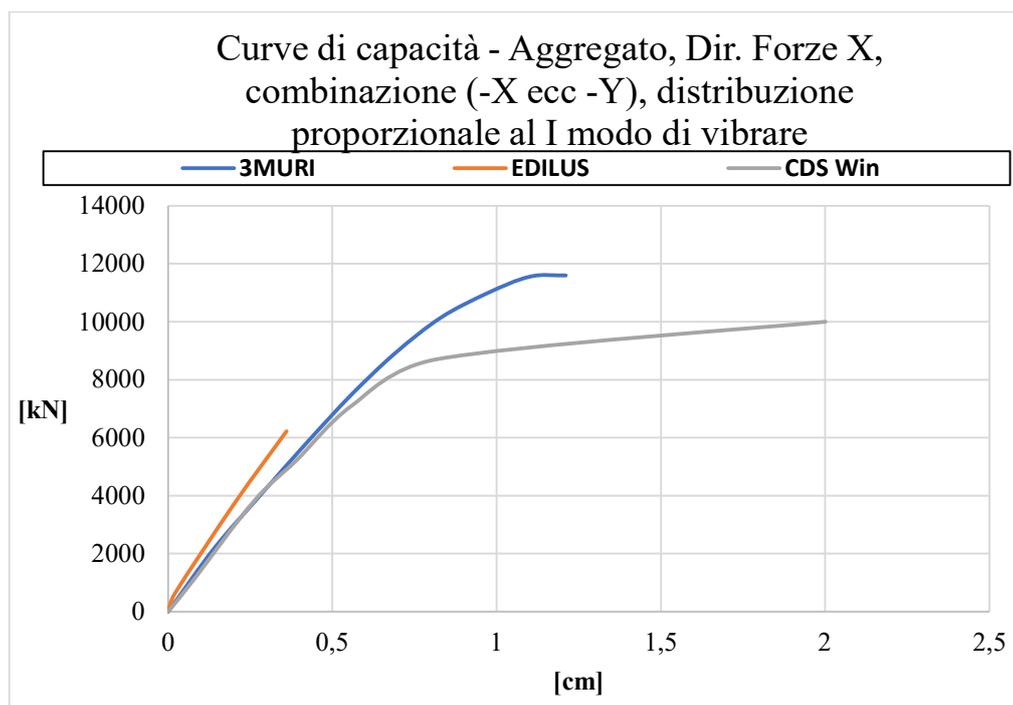
6.2.2 Confronto tra i programmi di calcolo

Si riportano di seguito i confronti tra i tre software di calcolo adoperati (3 MURI, CDSWin, EDILUS) per ogni singolo sottosistema studiato: si analizzano le combinazioni peggiori per entrambe le direzioni principali in allegato (ALLEGATO 2)

Considerazioni

Analizzando le curve di capacità al variare del programma di calcolo utilizzato, è possibile osservare come la curva relativa al software di calcolo Edilus, in ogni combinazione, abbia un andamento totalmente lineare e si interrompa in un punto di coordinate forza-spostamento ben preciso, cosa che non accade per le curve degli altri due software.

Diagramma 6 Curve di capacità – Confronto tra i software di calcolo per l'aggregato- software 3MURI



Questa divergenza di forma può essere giustificata dal fatto che Edilus non prevede, per le strutture in muratura, il fenomeno del multi collasso: appena si innesca il primo meccanismo di rottura, il programma legge la creazione di uno schema labile e blocca lo sviluppo della curva di capacità; gli altri due software di calcolo prevedono l'utilizzo della

funzione multi collasso e permettono una maggiore escursione in campo plastico della struttura in muratura in esame. La conferma di questa ipotesi la si può ritrovare confrontando il punto sul diagramma corrispondente al collasso del primo elemento strutturale sul software CDS Win con il punto di primo collasso in Edilus: dal confronto si evince che i due punti sono sostanzialmente sovrapponibili.

6.3 Analisi sulla valutazione della sicurezza sismica dello stato di fatto

Altro aspetto significativo di cui si è tenuto conto nella sperimentazione è la valutazione della sicurezza dell'aggregato. Nelle attuali NTC18 viene richiamato il parametro ζ_e che rappresenta, in sintesi, il rapporto tra la massima azione sismica che la struttura riuscirebbe a sopportare (capacità sismica) e la massima applicabile nel progetto di una nuova costruzione (domanda sismica). Il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il coefficiente ζ_e , di cui ne sono stati definiti dei valori limite, a seconda della tipologia di intervento da effettuare sulla struttura:

- Intervento di *adeguamento sismico*: atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla norma, solitamente molto onerosi sia dal punto di vista tecnico ed economico;
- Interventi di *miglioramento sismico*: atti ad aumentare il livello di sicurezza strutturale rispetto allo stato di fatto senza raggiungere necessariamente i livelli richiesti dalla norma, più semplice da realizzare rispetto all'adeguamento;
- Interventi di *riparazione o locali*: interessano elementi parti o porzioni isolate e devono comportare un miglioramento delle condizioni di sicurezza rispetto allo stato di fatto.

Miglioramento sismico

Come precedentemente accennato le NTC 18 introducono delle limitazioni sul coefficiente ζ_e , a cui le strutture sono soggette in fase di verifica a seguito di un intervento di miglioramento sismico. Le verifiche variano in funzione della classe d'uso (dalla classe I alla classe IV), ovvero della tipologia costruttiva e generalmente (fatta eccezione per gli interventi di isolamento sismico) si può avere che $\zeta_e < 1$, ma con delle eccezioni: Se il

manufatto è sottoposto a vincolo come nel caso dei beni culturali, per le classi d'uso III adibite ad uso scolastico e per la classe IV, si può avere, dopo un intervento di miglioramento un valore di ζ_e almeno pari a 0,6;

- Per le altre tipologie costruttive ricadenti in classe d'uso III e per quelle in classe d'uso II, ζ_e deve essere maggiorato di un valore almeno pari a 0,1 (ovvero il 10%);
- Per gli interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, e per la verifica dello stesso, si deve avere ζ_e uguale ad 1.

Adeguamento sismico

Questa tipologia di intervento risulta essere obbligatoria nei seguenti casi: (1) sopraelevazione di costruzione esistente; (2) ampliamento della costruzione mediante inserimento di nuove strutture ad essa connessa, tali da modificarne la risposta sismica; (3) variazione di destinazione d'uso che comporti un incremento dei carichi verticali in fondazione maggiore al 10%; (4) interventi strutturali che alterino radicalmente il sistema strutturale attraverso l'inserimento di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi verticali riferiti ai singoli impalcati; (5) variazione di classe d'uso che portino a strutture di classe III (ad uso scolastico) o di classe IV. Per quanto riguarda il coefficiente ζ_e dipende dalla tipologia di intervento:

- $\zeta_e \geq 1$ per gli interventi descritti nei punti 1, 2 e 4;
- $\zeta_e \geq 0,8$ per gli interventi dei punti 3 e 5.

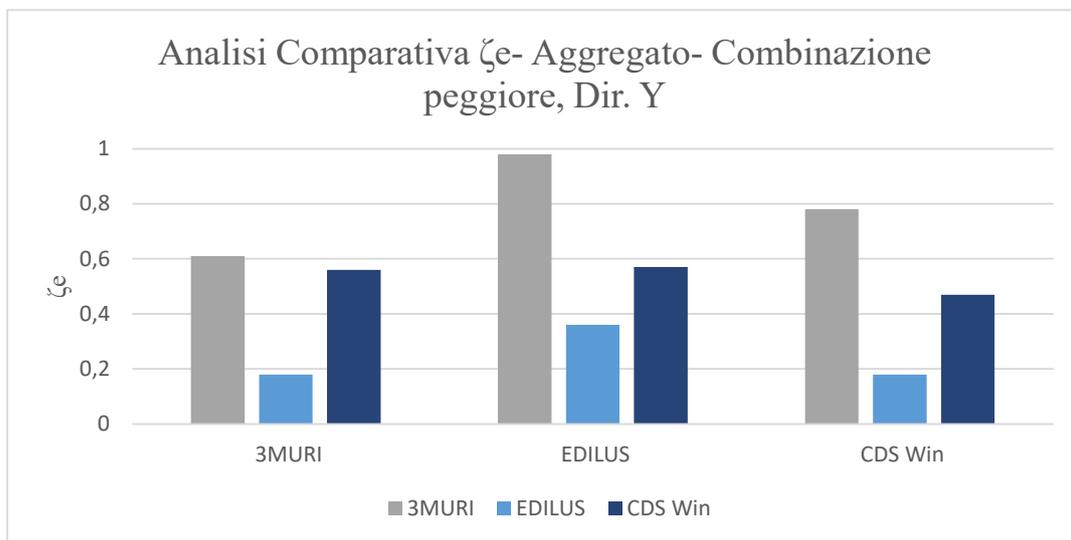
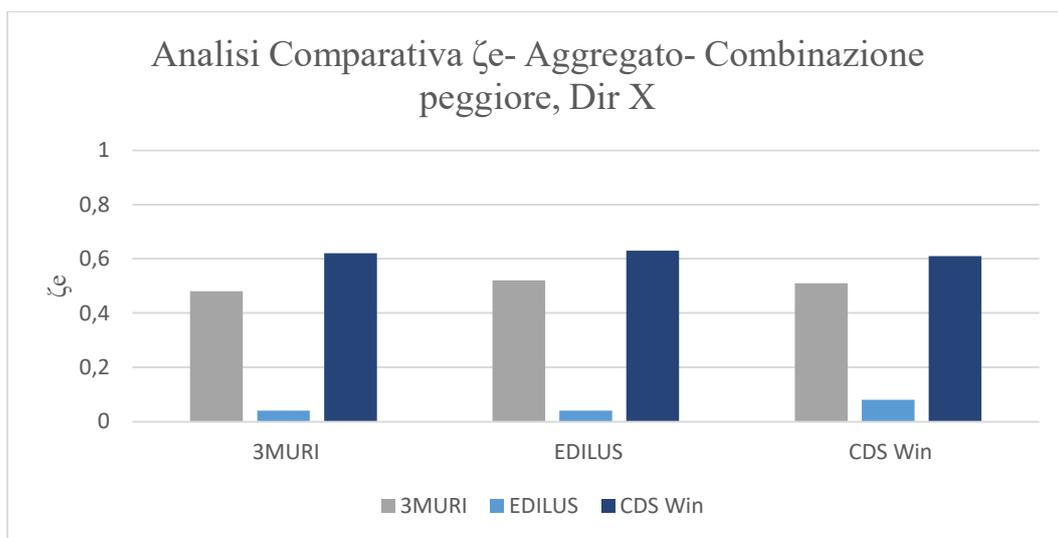
In ogni caso resta l'obbligo di effettuare verifiche locali delle singole parti e/o elementi di struttura, anche se interessano alcune porzioni.

6.3.1 Confronto tra i software di calcolo

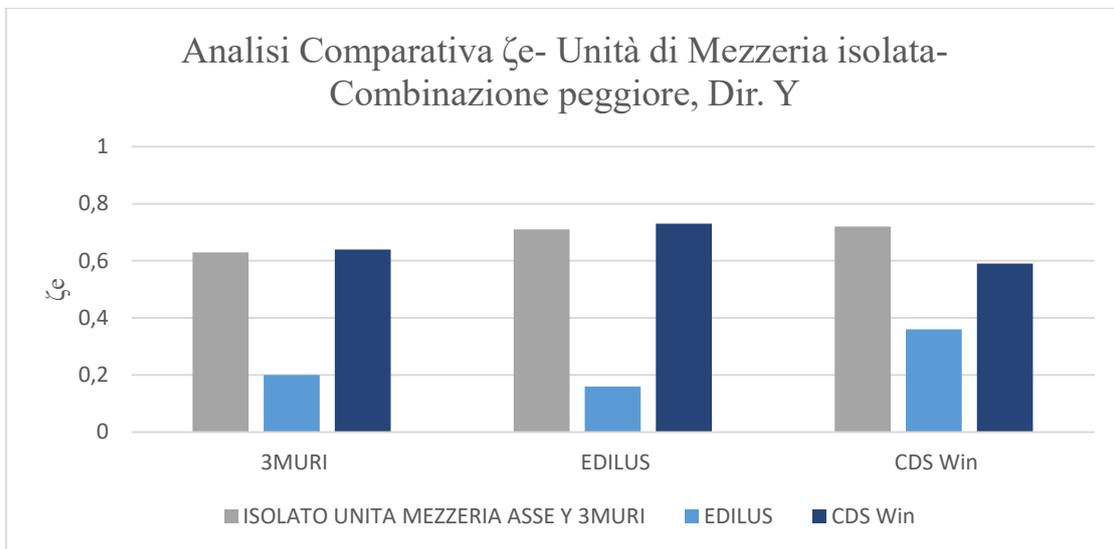
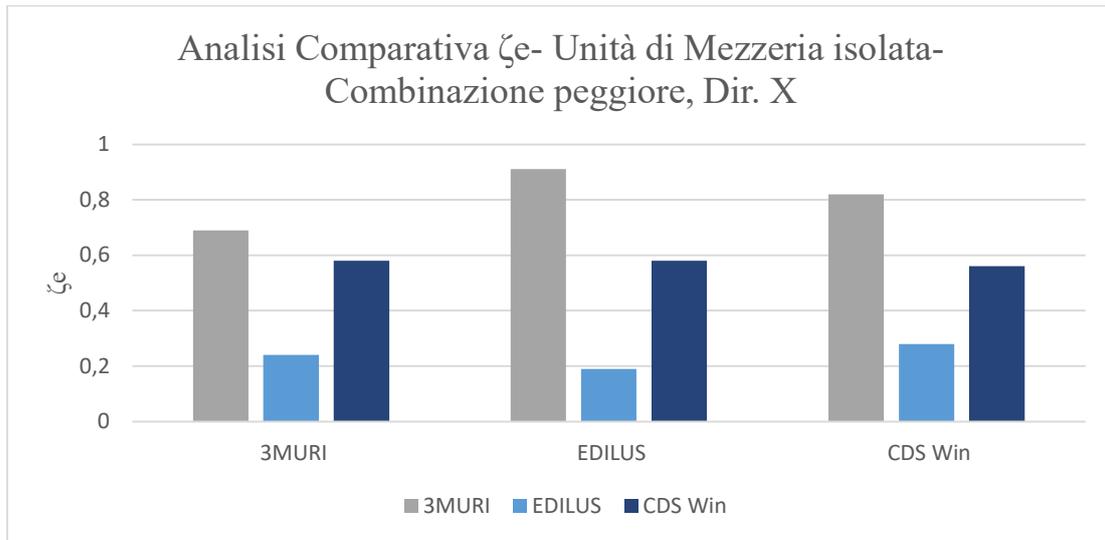
Il parametro ζ_e è un dato conforme alle Normative e riesce a dare un risultato immediato e di facile lettura per quanto riguarda la sicurezza sismica dell'aggregato in muratura.

Di seguito vengono confrontati i ζ_e allo Sato Limite della Salvaguardia della Vita delle curve di capacità per i tre software di calcolo, considerando le combinazioni peggiori in entrambe le direzioni principali sia per l'aggregato che per i quattro sottosistemi:

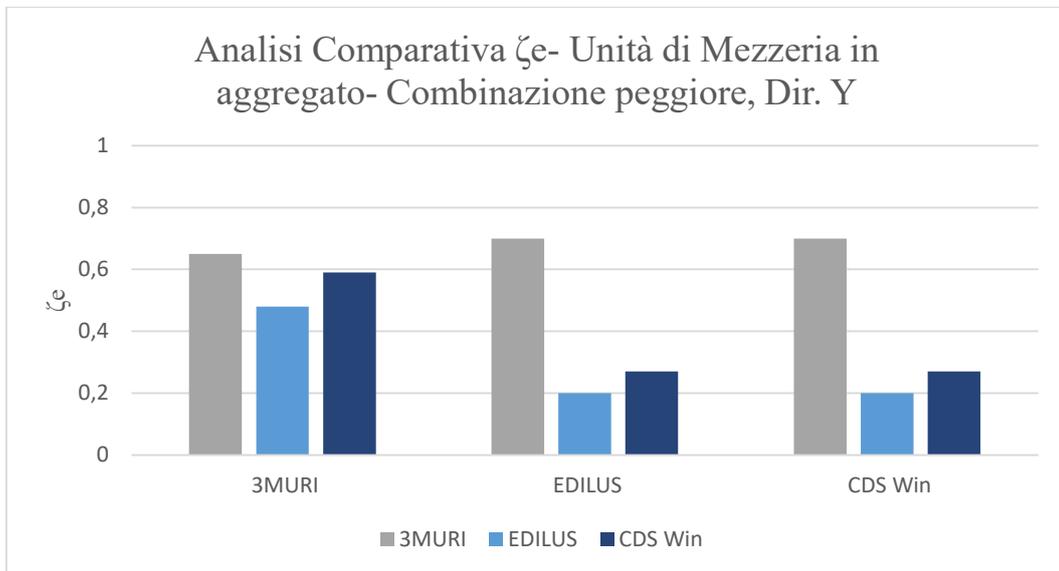
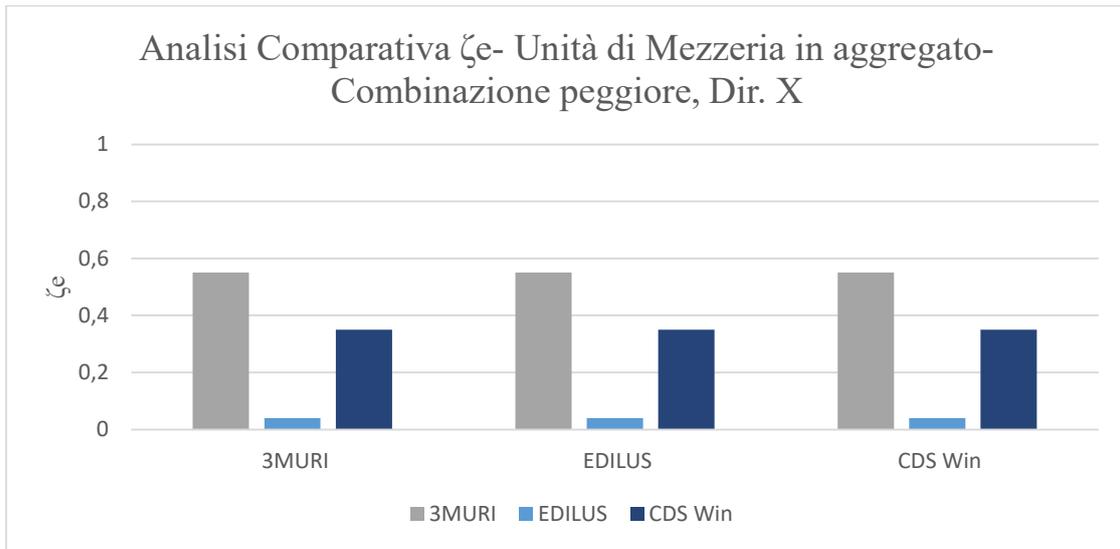
Diagrammi 7 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Aggregato



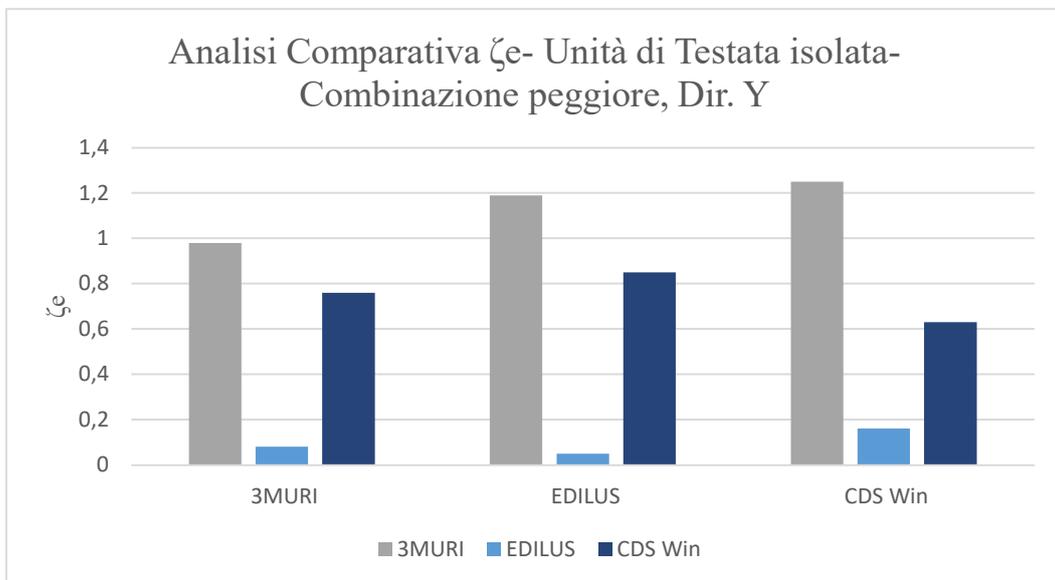
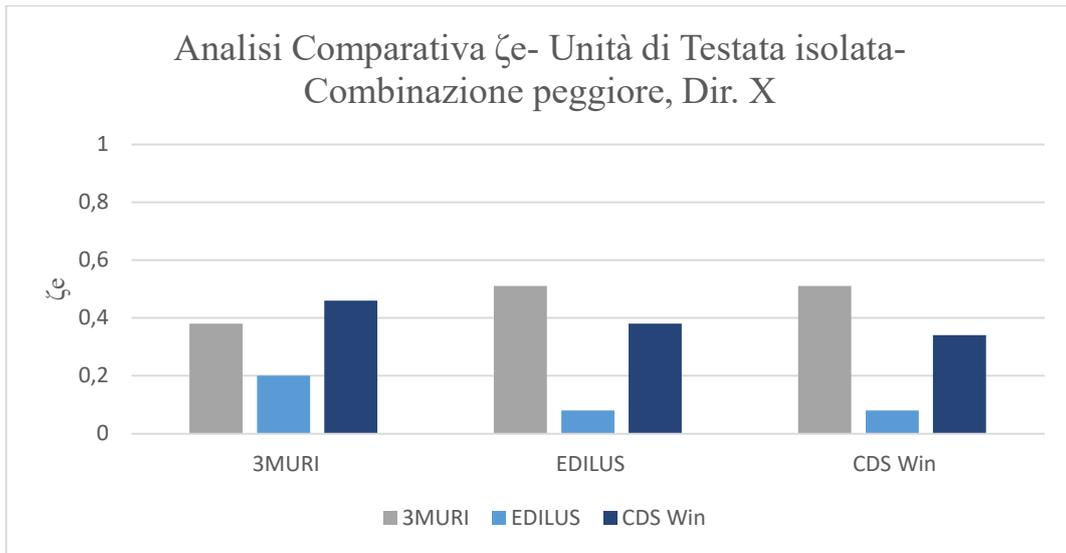
Diagrammi 8 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Mezzeria isolata

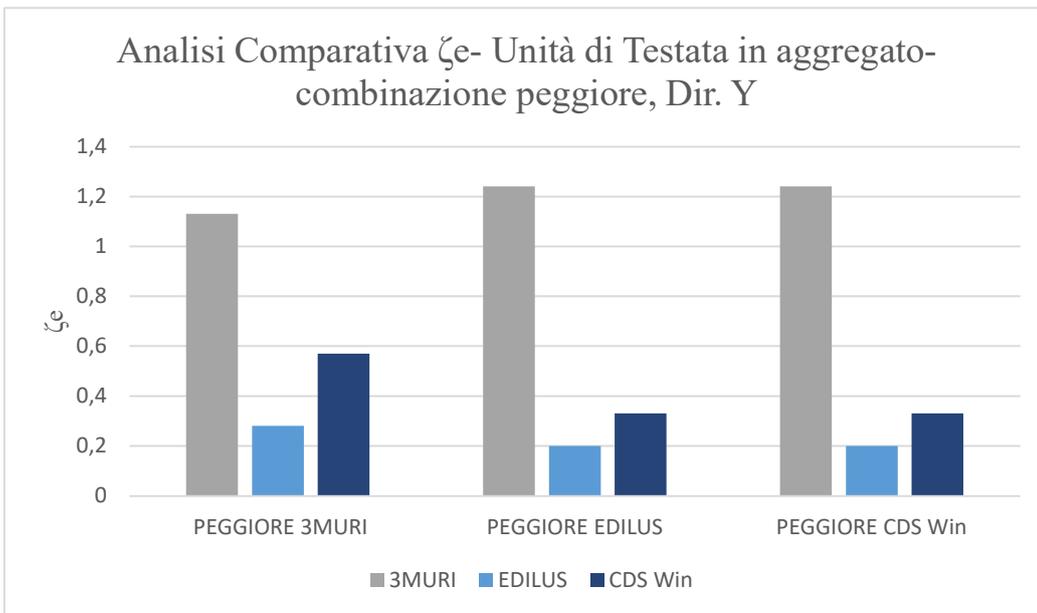
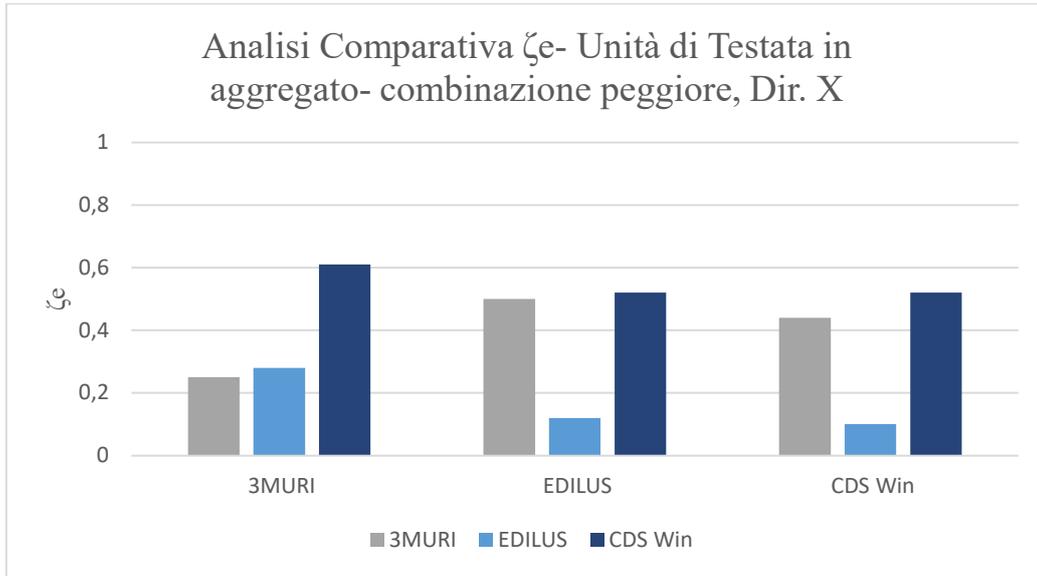


Diagrammi 9 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Mezzeria in aggregato



Diagrammi 10 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Testata isolata





7 ANALISI PARAMETRICHE

Una volta analizzato lo stato di fatto dell'aggregato in muratura e i rispettivi sottosistemi, si è proceduto alle analisi parametriche variando gli aspetti tecnologici costruttivi e le caratteristiche meccaniche della tipologia di muratura che costituiscono i suddetti sistemi.

Lo studio parametrico prevede il confronto tra lo stato di fatto descritto e analizzato precedentemente e le variazioni parametriche:

1. Confronto tra l'aggregato in muratura con **impalcati deformabili** e il suddetto con **impalcati rigidi** con la stessa tipologia di muratura (blocchi squadrate di pietra tenera).
2. Confronto tra l'aggregato di **muratura a conci regolari di pietra tenera**, tipologia di **muratura a blocchi lapidei squadrate** e tipologia di **muratura in pietra disordinata** ad impalcati deformabili.

7.1 Casi studio con impalcati rigidi

La prima variazione parametrica riguarda l'aspetto tecnologico costruttivo degli impalcati. Nello stato di fatto gli impalcati sono considerati **deformabili** in quanto tecnologicamente costituiti da una doppia orditura in legno, inoltre il grado di ammorsamento degli impalcati non è da considerarsi sufficiente, questo garantisce una non distribuzione uniforme delle forze sismiche ai setti murari. Si analizza quindi l'aggregato in muratura considerando gli impalcati non più deformabili ma **rigidi** con un buon grado di ammorsamento dei suddetti allo scheletro murario. Con l'ipotesi di impalcato rigido tutti gli elementi strutturali del suddetto impalcato hanno la caratteristica geometrica di appartenere allo stesso piano senza mutare la loro reciproca distanza sul piano X-Y e subiscono le stesse rotazioni attorno all'asse Z.

L'analisi parametrica prevede il confronto dell'aggregato e i rispettivi sottosistemi ad impalcati rigidi tra i tre programmi di calcolo (3MURI, CDS Win, Edilus) (ALLEGATO 3).

7.1.1 Confronto vulnerabilità tra i software di calcolo

Il parametro ζ_e è un dato conforme alle Normative e riesce a dare un risultato immediato e di facile lettura per quanto riguarda la sicurezza sismica dell'aggregato in muratura.

Di seguito vengono confrontati i ζ_e allo Sato Limite della Salvaguardia della Vita delle curve di capacità per i tre software di calcolo, considerando le combinazioni peggiori in entrambe le direzioni principali sia per l'aggregato che per i quattro sottosistemi:

Diagrammi 12 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Aggregato

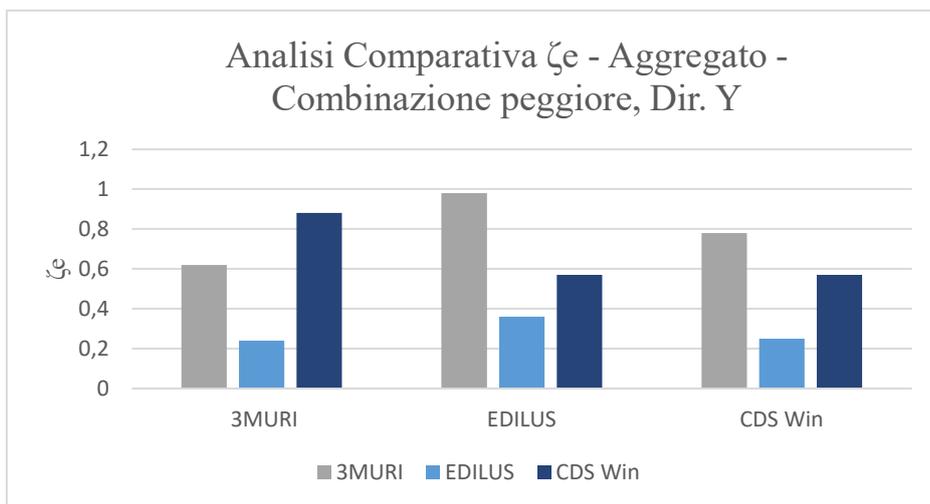
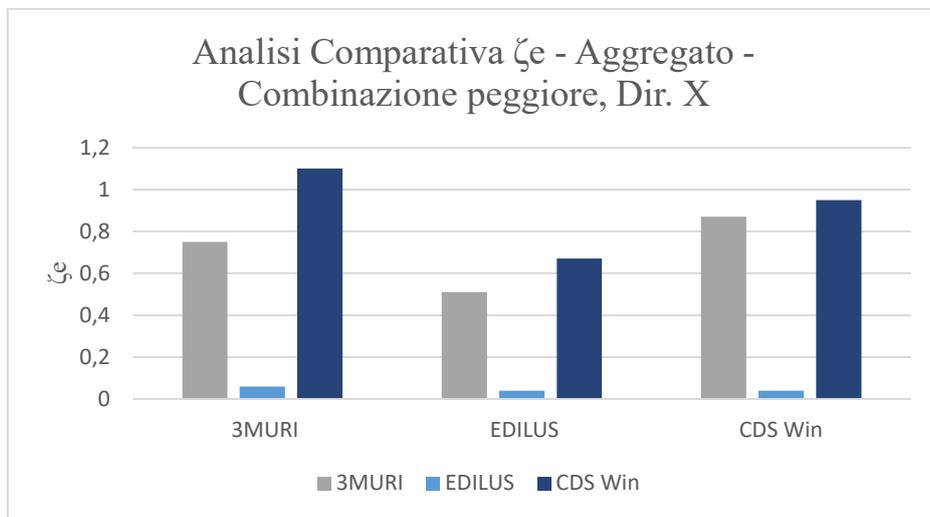
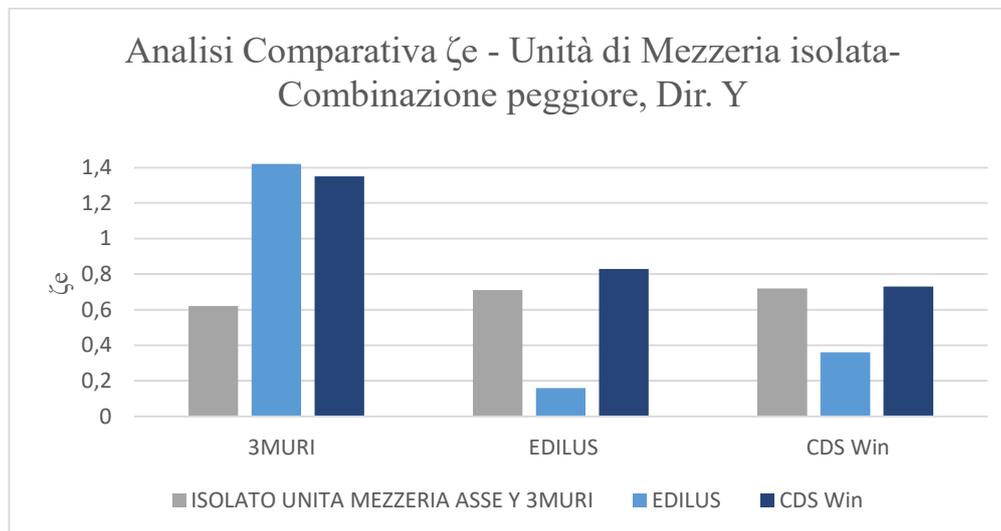
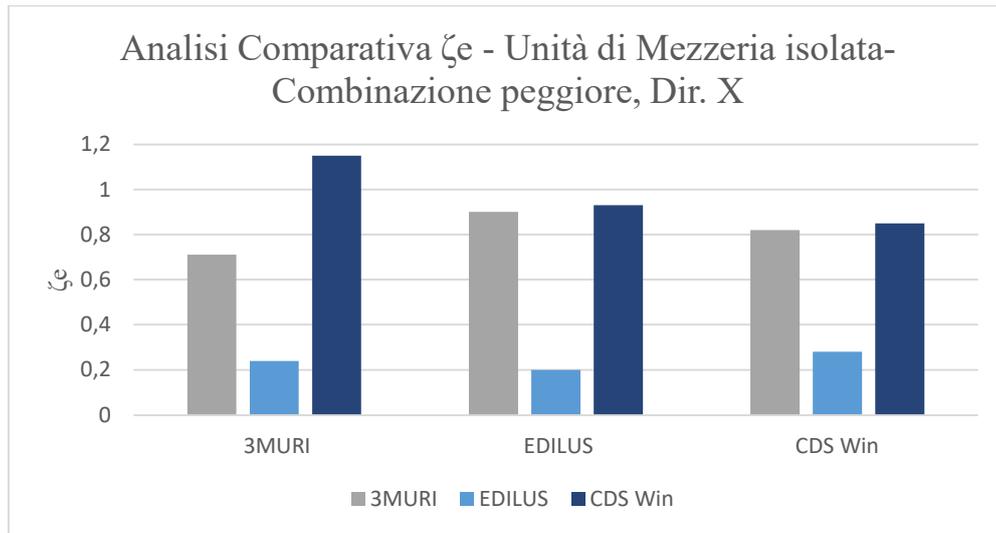
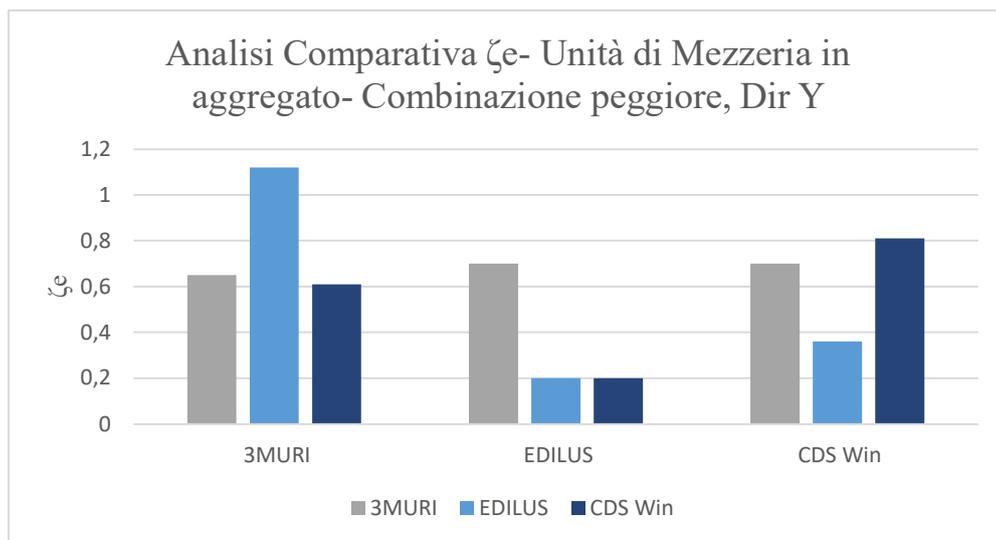
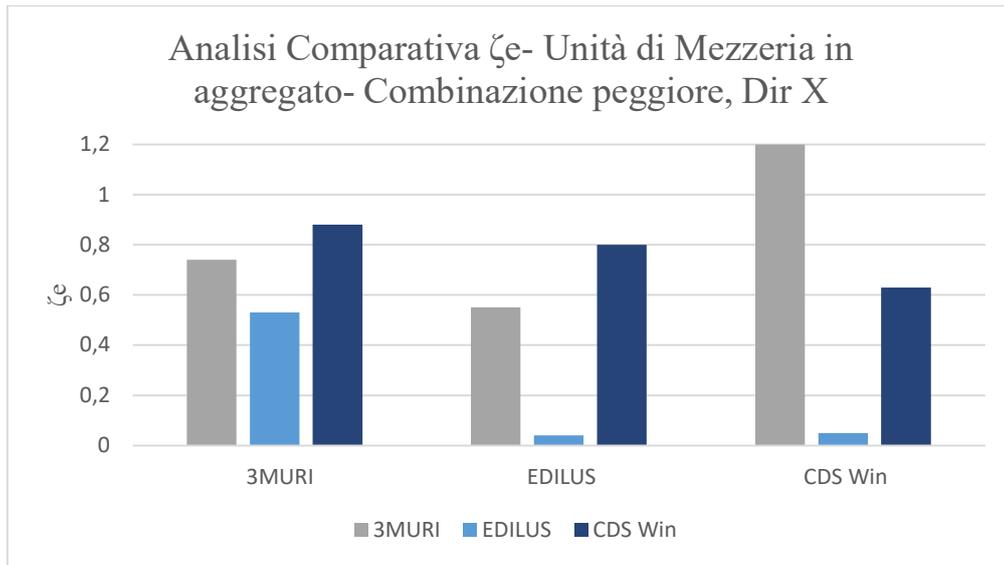


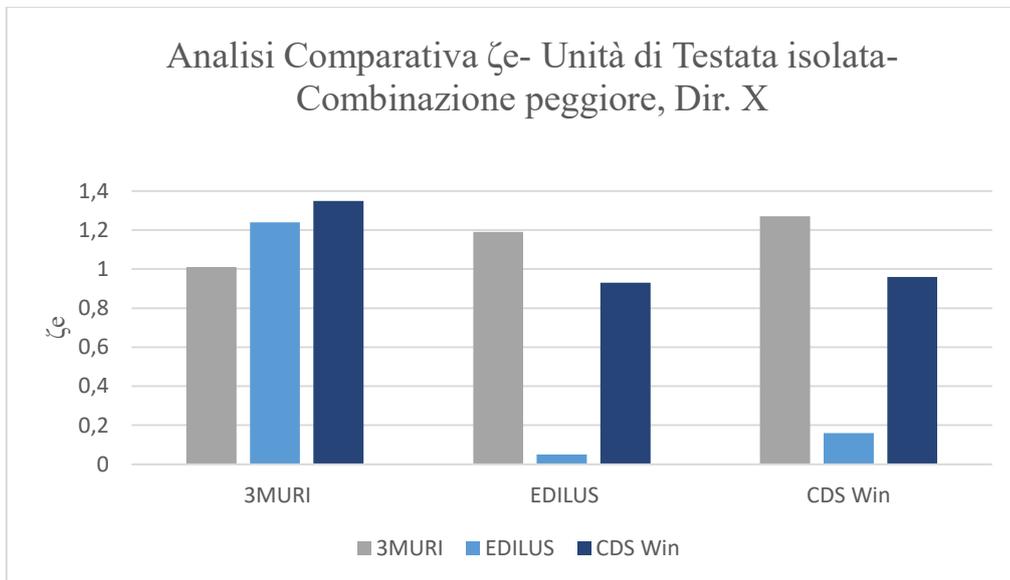
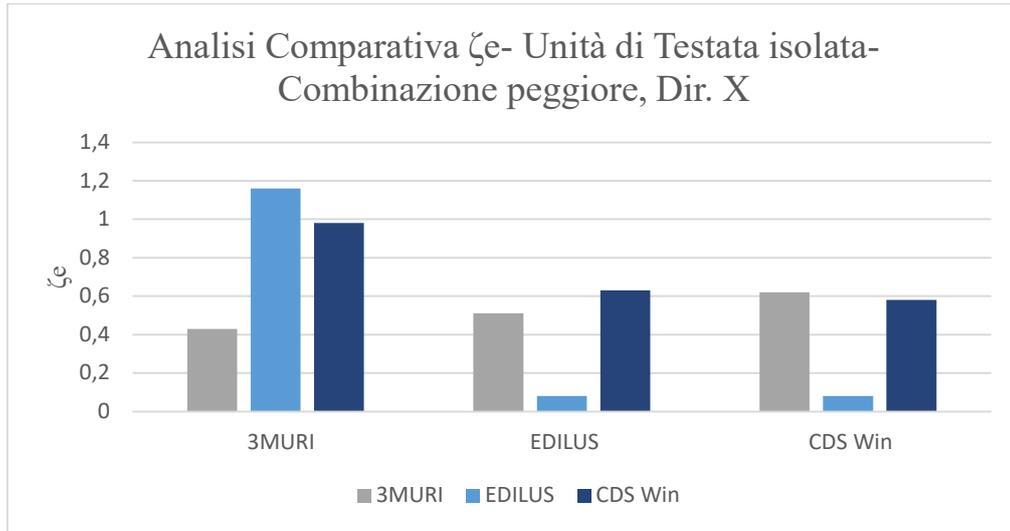
Tabella 13 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Mezzeria isolata



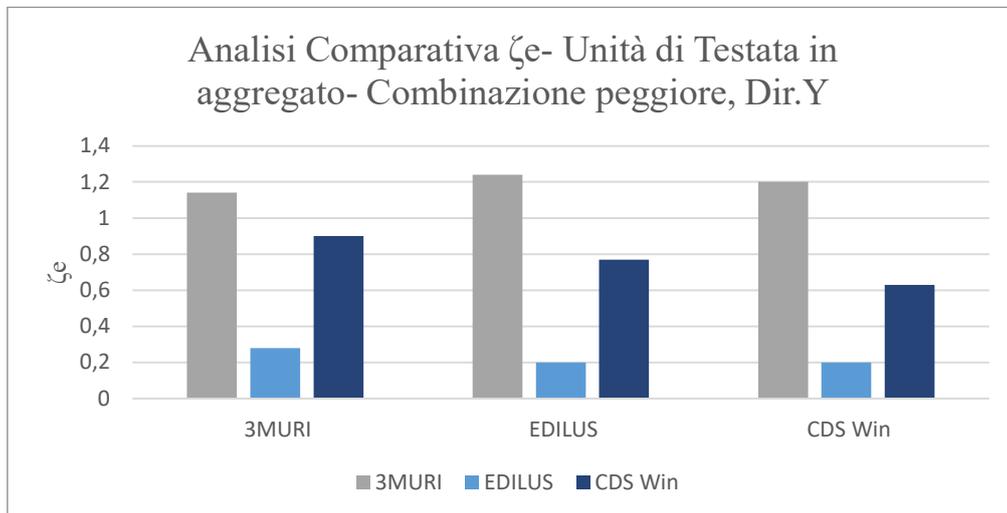
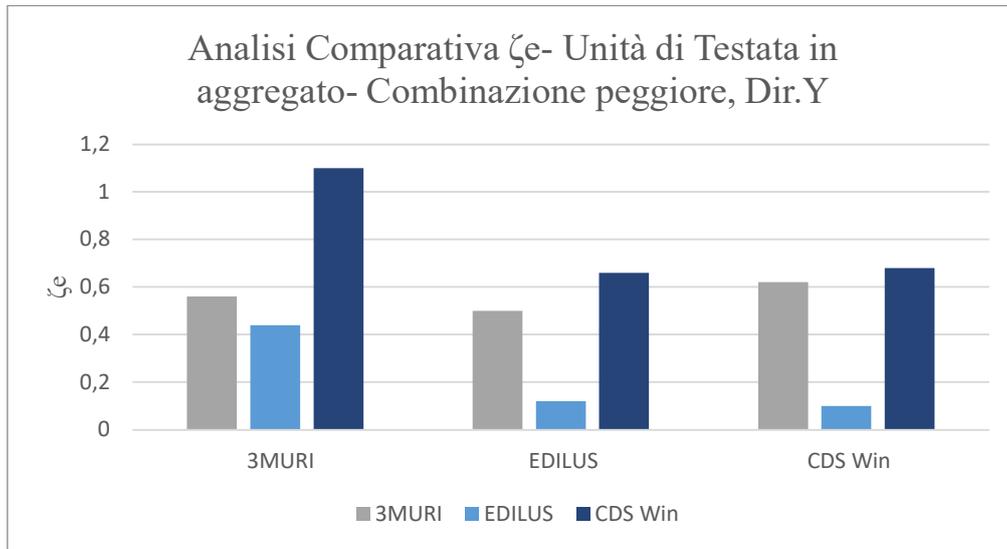
Diagrammi 14 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Mezzeria in aggregato



Diagrammi 15 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Testata isolata



Diagrammi 16 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Testata in aggregato



7.2 Casi studio con tipologia di muratura a blocchi lapidei quadrati

La variazione parametrica prevede la variazione delle caratteristiche meccaniche del materiale che compone lo scheletro murario dell'aggregato in muratura. Si analizza la struttura muraria dapprima considerando una tipologia di muratura più performante della pietra tenera in tufo che compone lo stato di fatto, e in seguito considerando una tipologia di muratura più scadente.

La prima tipologia di muratura che viene analizzata è la *muratura a blocchi lapidei squadrati*. Le caratteristiche meccaniche vengono estrapolate dalla Circolare del 21 gennaio 2019, n° 7 C.S.LL.PP. nel capitolo 8 riguardante le strutture in muratura esistenti, andando a considerare le stesse ipotesi fatte per l'analisi dello stato di fatto e naturalmente considerando un livello di conoscenza limitato (LC1) e di conseguenza un fattore di conoscenza $FC= 1,35$.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pub} essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Si riassumono successivamente i valori utilizzati per le verifiche degli elementi resistenti a partire dai valori medi sotto riportati. Per gli elementi composti da muratura in tufo giallo campano:

- Resistenza media a compressione; $f_m= 5.8$ Mpa
- Resistenza media a taglio; $f_{v0}= 0.18$ Mpa
- Modulo di elasticità longitudinale; $E= 2850$ Mpa
- Modulo di elasticità tangenziale; $G= 950$ Mpa
- Peso specifico. $w= 22$ kN/m³

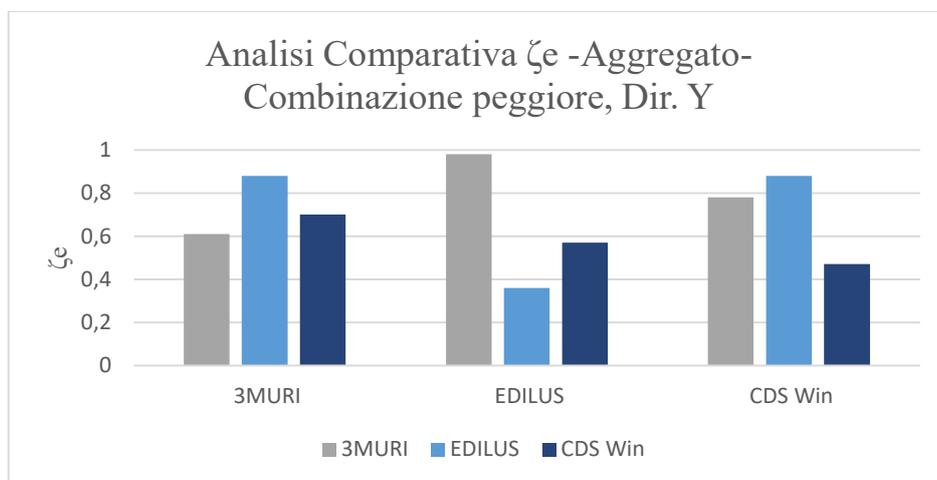
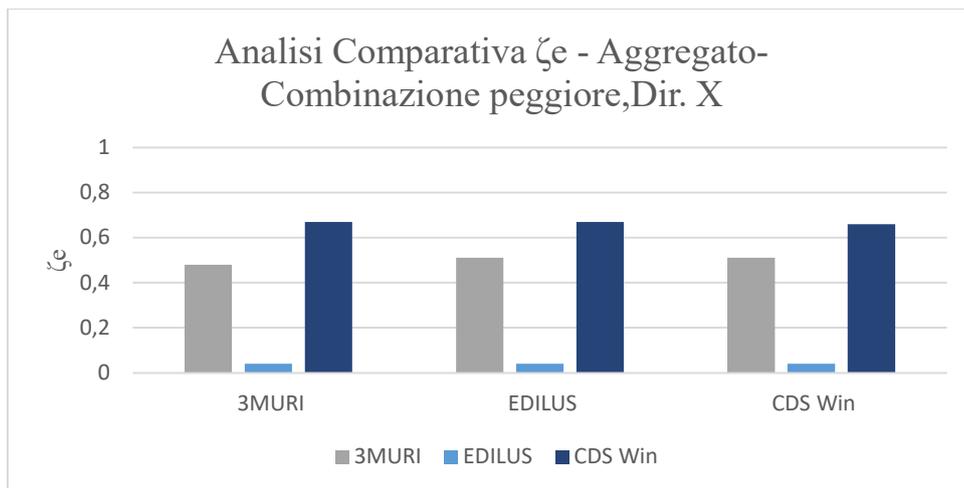
L'analisi parametrica prevede il confronto dell'aggregato e i rispettivi sottosistemi ad impalcati rigidi tra i tre programmi di calcolo (3MURI, CDSWin, Edilus), (ALLEGATO4)

7.2.3 Confronto vulnerabilità tra i software di calcolo

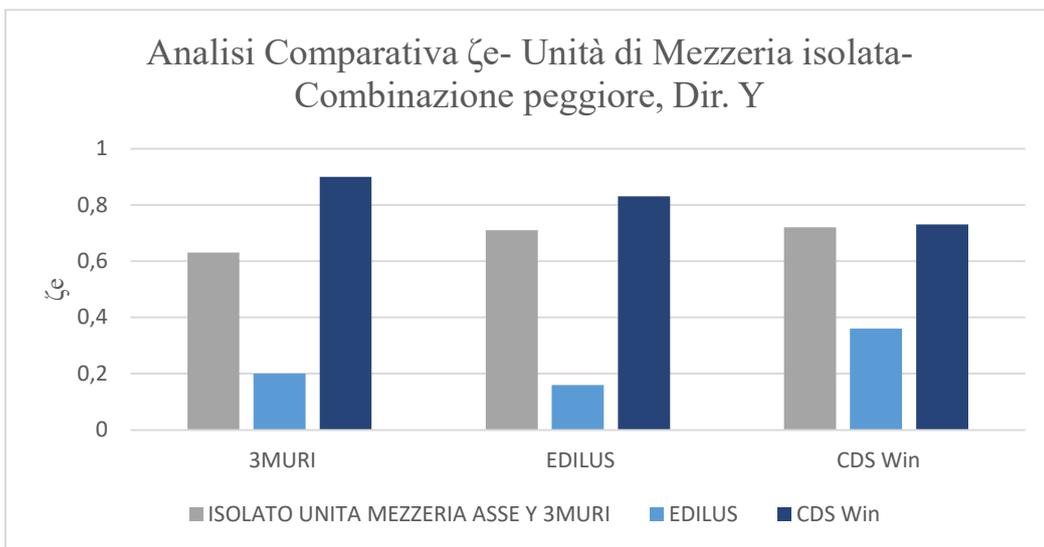
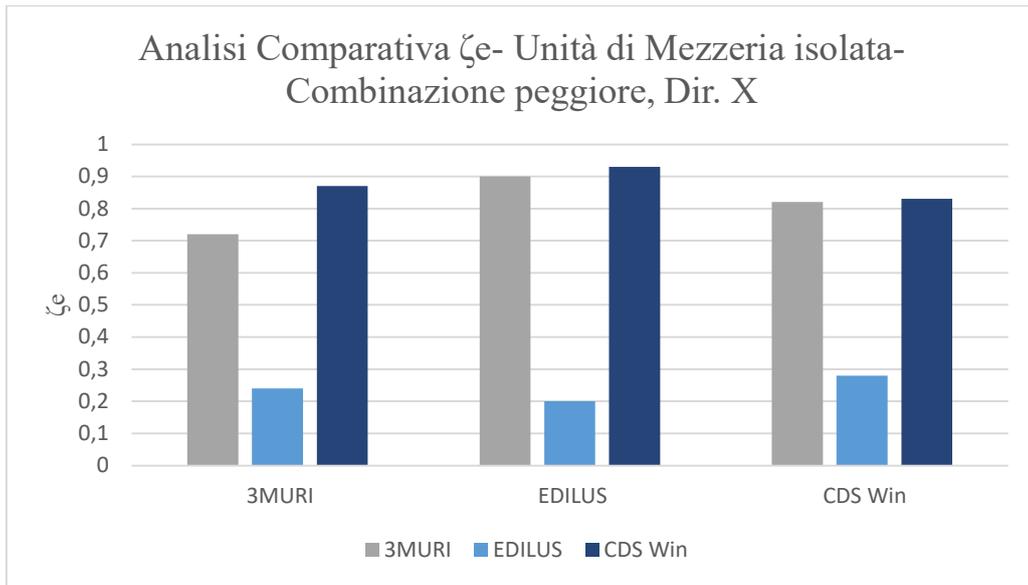
Il parametro ζ_e è un dato conforme alle Normative e riesce a dare un risultato immediato e di facile lettura per quanto riguarda la sicurezza sismica dell'aggregato in muratura.

Di seguito vengono confrontati i ζ_e allo Sato Limite della Salvaguardia della Vita delle curve di capacità per i tre software di calcolo, considerando le combinazioni peggiori in entrambe le direzioni principali sia per l'aggregato che per i quattro sottosistemi:

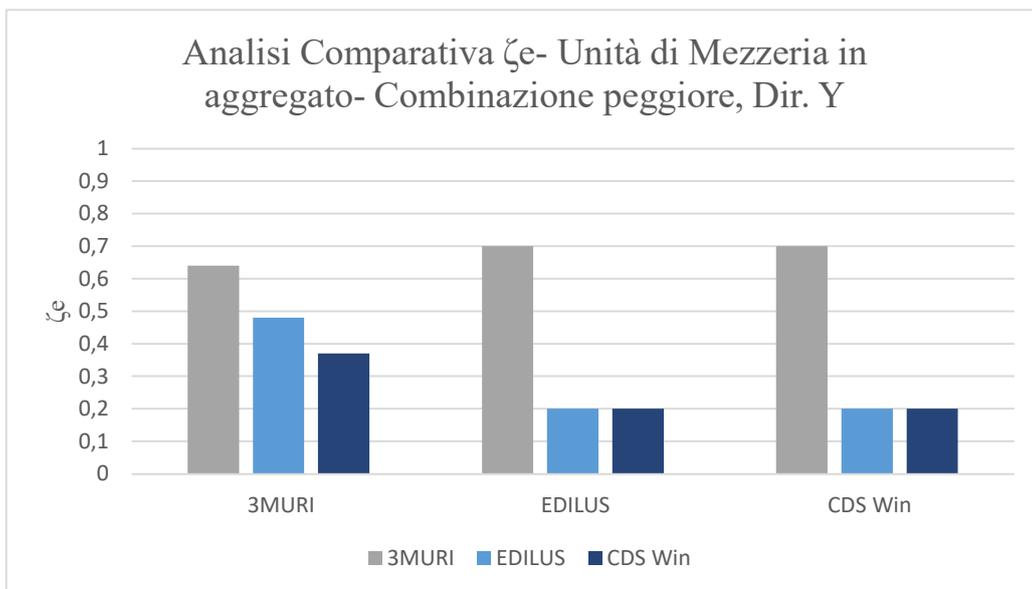
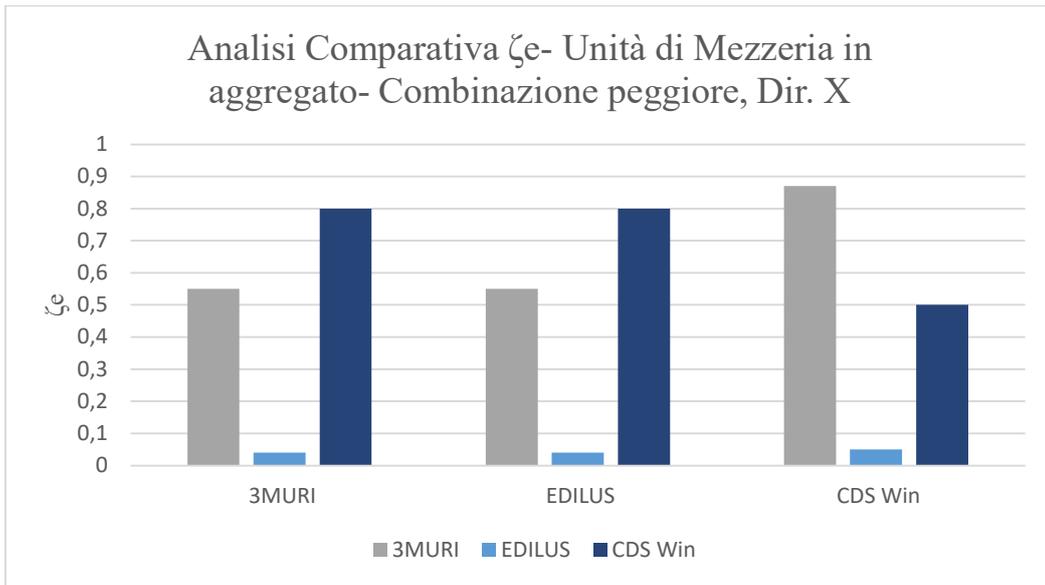
Diagrammi 17 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Aggregato



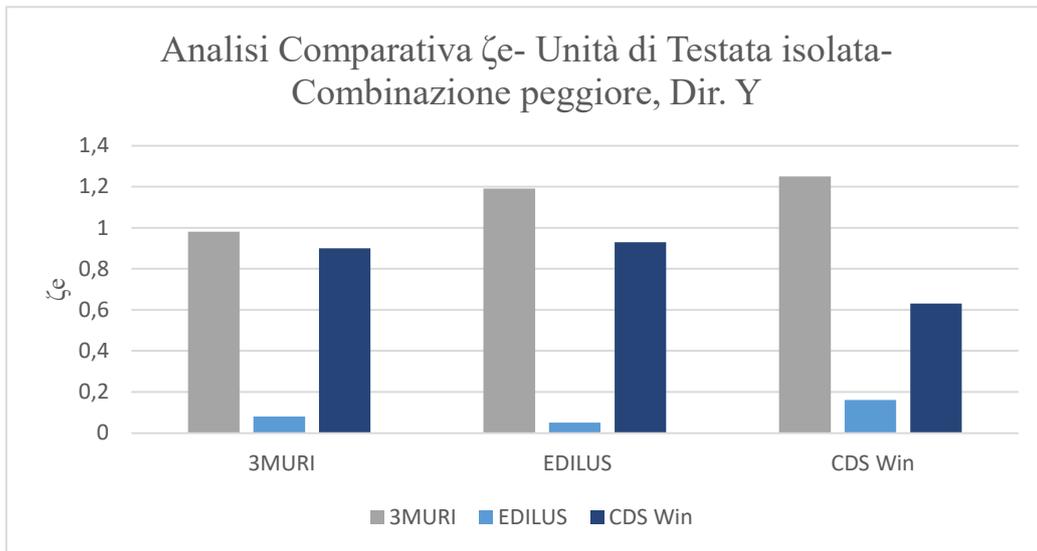
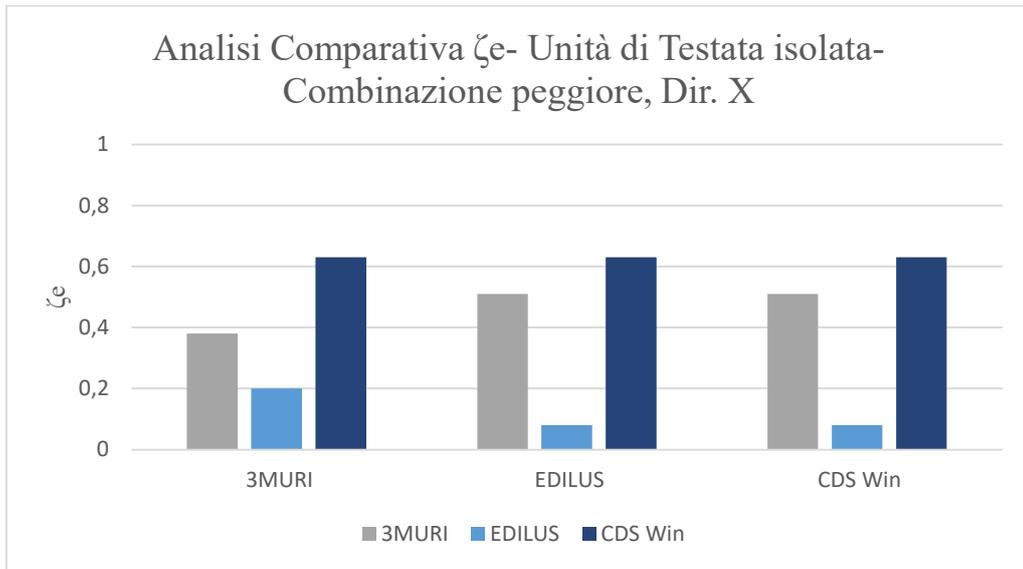
Diagrammi 18 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Mezzeria isolata



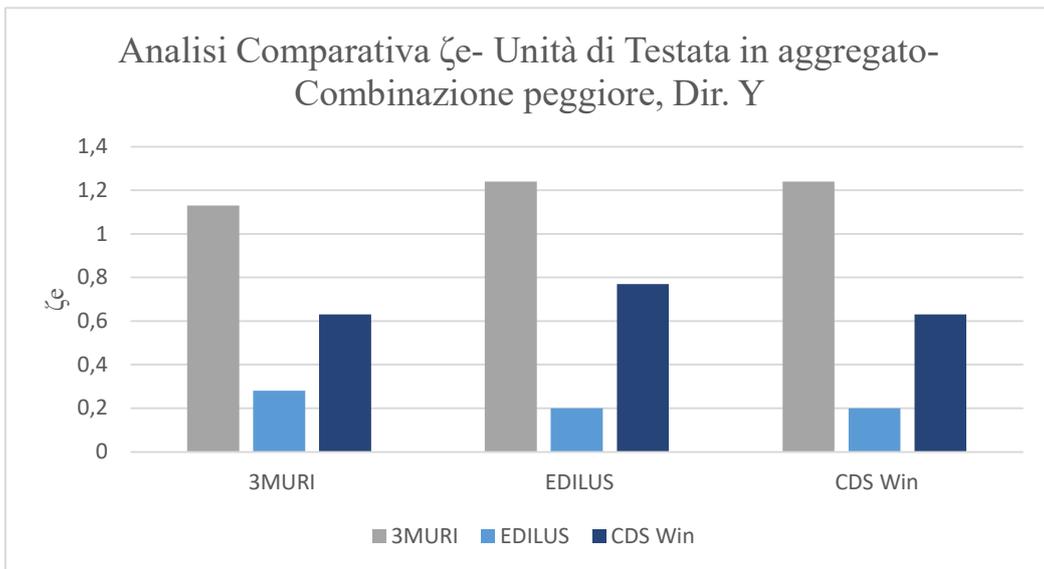
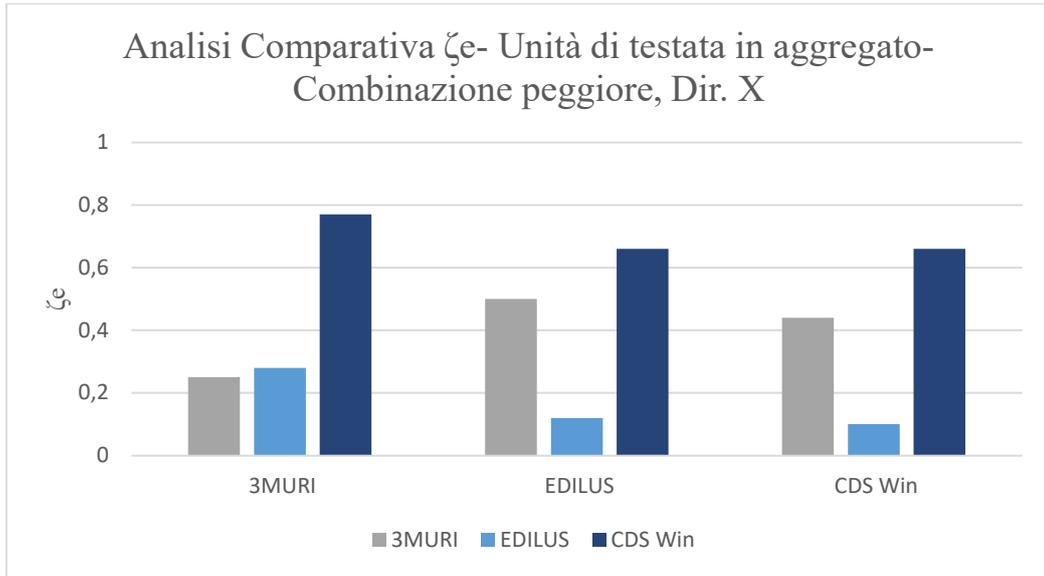
Diagrammi19 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Mezzeria in aggregato



Diagrammi 20 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Testata isolata



Diagrammi 21 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Testata in aggregato



7.3 Casi studio con tipologia di muratura in pietrame disordinata

La seconda tipologia in muratura considerata nello studio parametrico è in *pietrame disordinata*. Le caratteristiche meccaniche vengono estrapolate dalla Circolare del 21 gennaio 2019, n° 7 C.S.LL.PP. nel capitolo 8 riguardante le strutture in muratura esistenti, andando a considerare le stesse ipotesi fatte per l'analisi dello stato di fatto e naturalmente considerando un livello di conoscenza limitato (LC1) e di conseguenza un fattore di conoscenza $FC= 1,35$.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)(**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Si riassumono successivamente i valori utilizzati per le verifiche degli elementi resistenti a partire dai valori medi sotto riportati. Per gli elementi composti da muratura in tufo giallo campano:

- Resistenza media a compressione; $f_m= 1 \text{ Mpa}$
- Modulo di elasticità longitudinale; $E= 870 \text{ Mpa}$
- Modulo di elasticità tangenziale; $G= 290 \text{ Mpa}$
- Peso specifico. $w= 19 \text{ kN/m}^3$

L'analisi parametrica prevede il confronto dell'aggregato e i rispettivi sottosistemi ad impalcati rigidi tra i tre programmi (3MURI, CDS Win, Edilus) considerando le combinazioni peggiori per entrambe le direzioni principali X-Y, (ALLEGATO 5)

Software di calcolo EDILUS

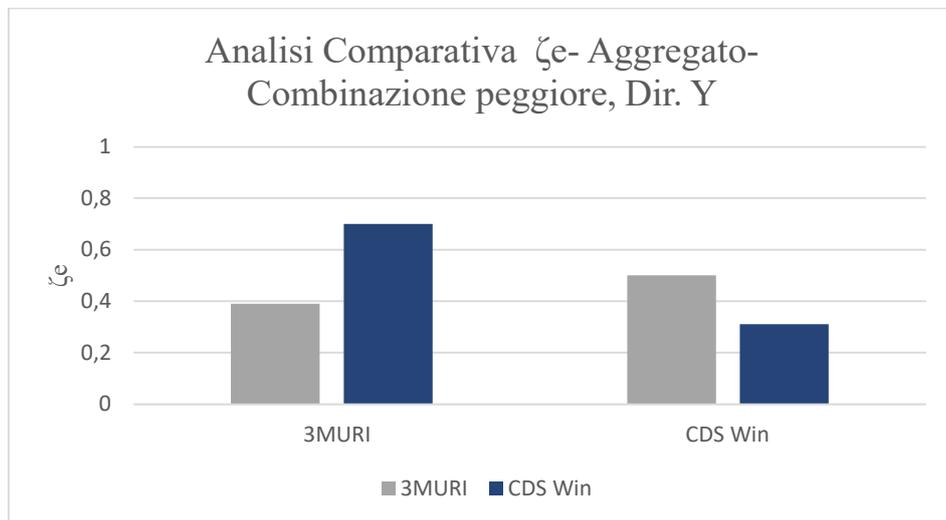
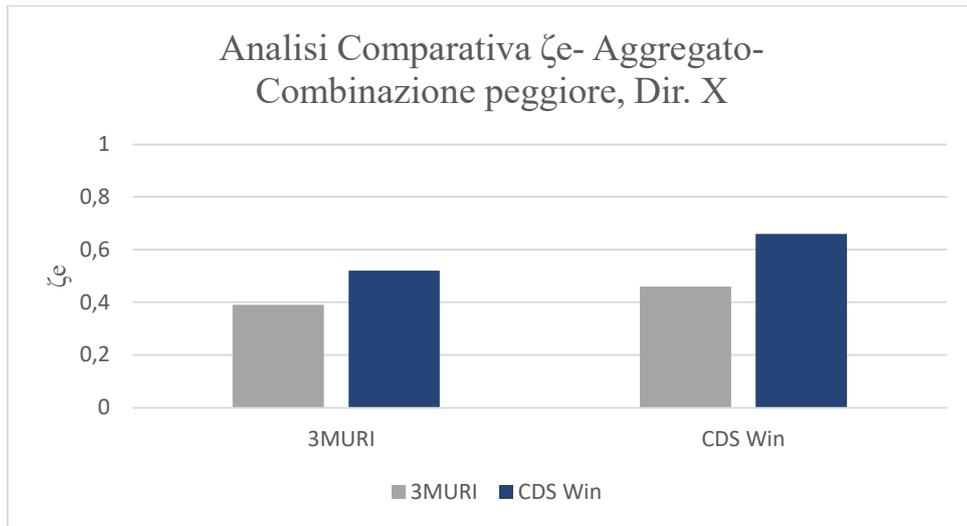
Per quanto riguarda la modellazione dell'aggregato in muratura con tipologia in pietrame disordinata, il software di calcolo EDILUS non riesce ad effettuare l'analisi statica non lineare, in quanto, per la tipologia di muratura esaminata, al primo incremento dei carichi orizzontali si esauriscono le capacità plastiche dei materiali impiegati.

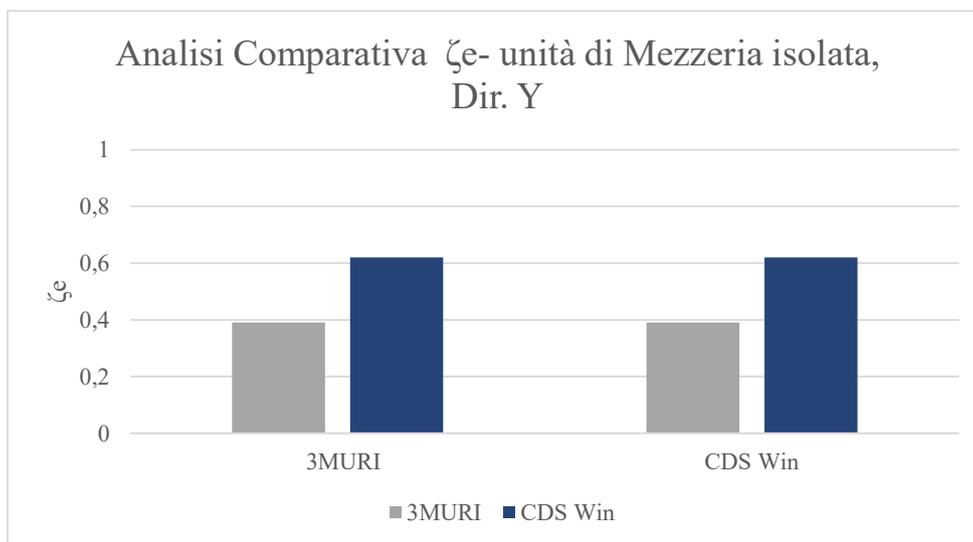
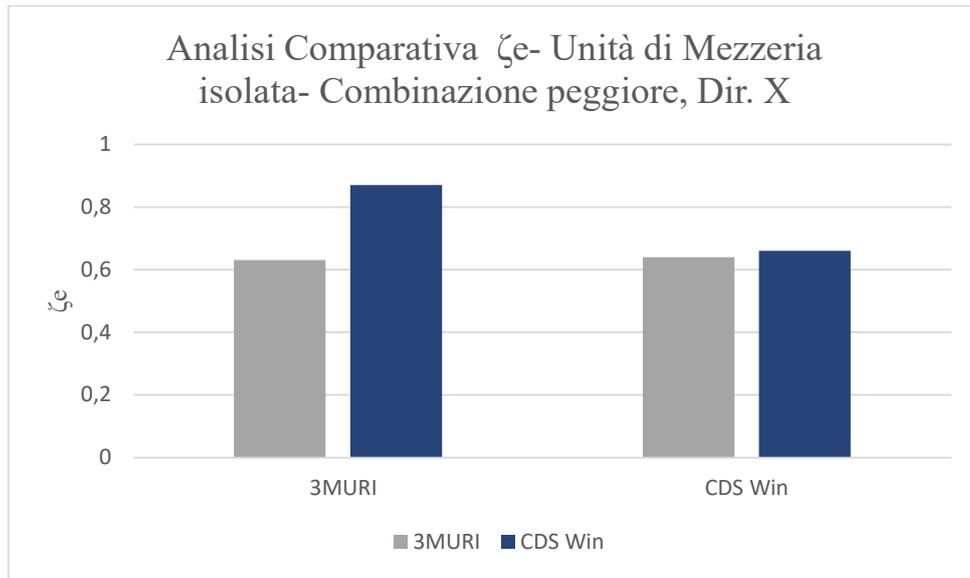
7.3.1 Confronto vulnerabilità tra i software di calcolo

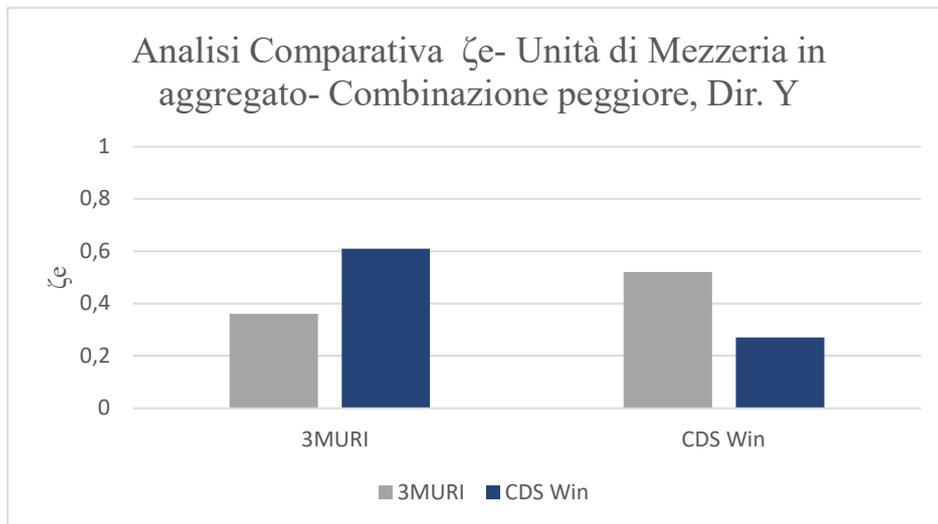
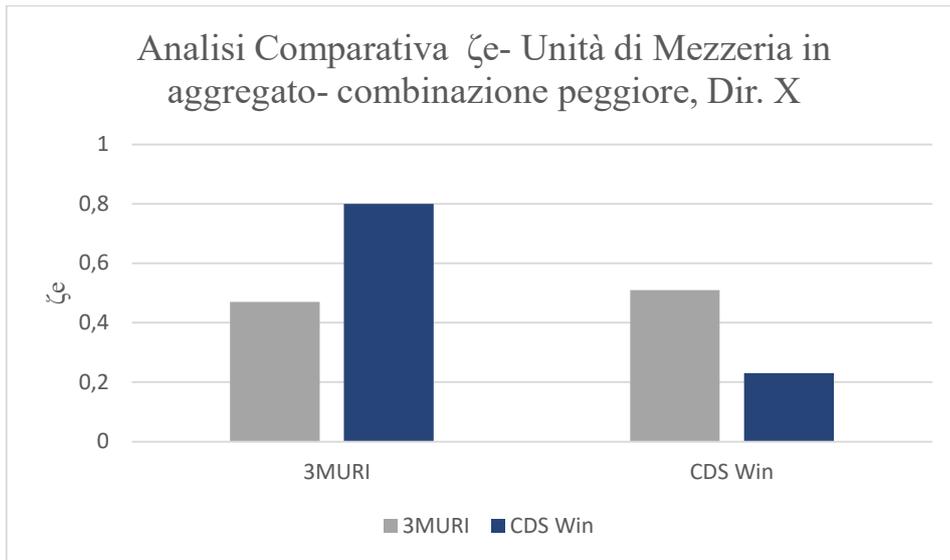
Il parametro ζ_e è un dato conforme alle Normative e riesce a dare un risultato immediato e di facile lettura per quanto riguarda la sicurezza sismica dell'aggregato in muratura.

Di seguito vengono confrontati i ζ_e allo Sato Limite della Salvaguardia della Vita delle curve di capacità per i tre software di calcolo, considerando le combinazioni peggiori in entrambe le direzioni principali sia per l'aggregato che per i quattro sottosistemi:

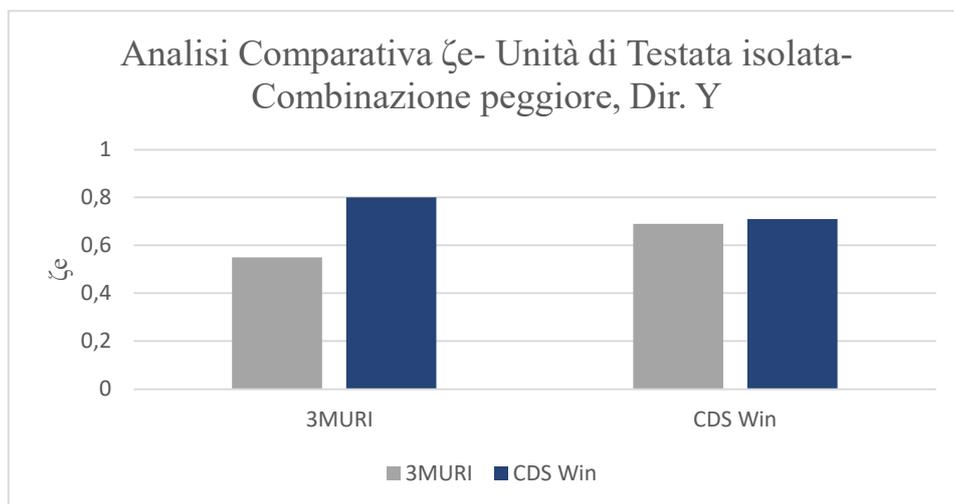
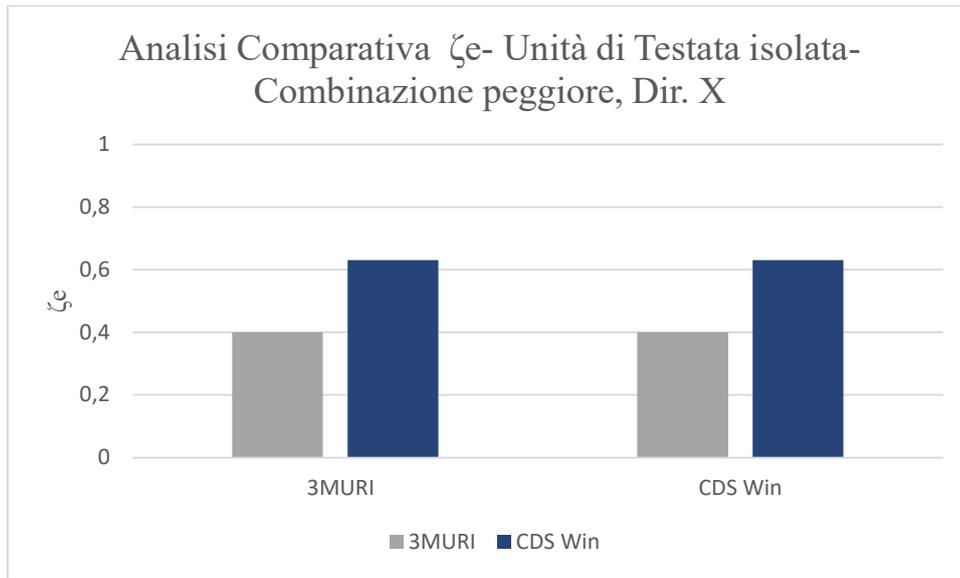
Diagrammi 22 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Aggregato



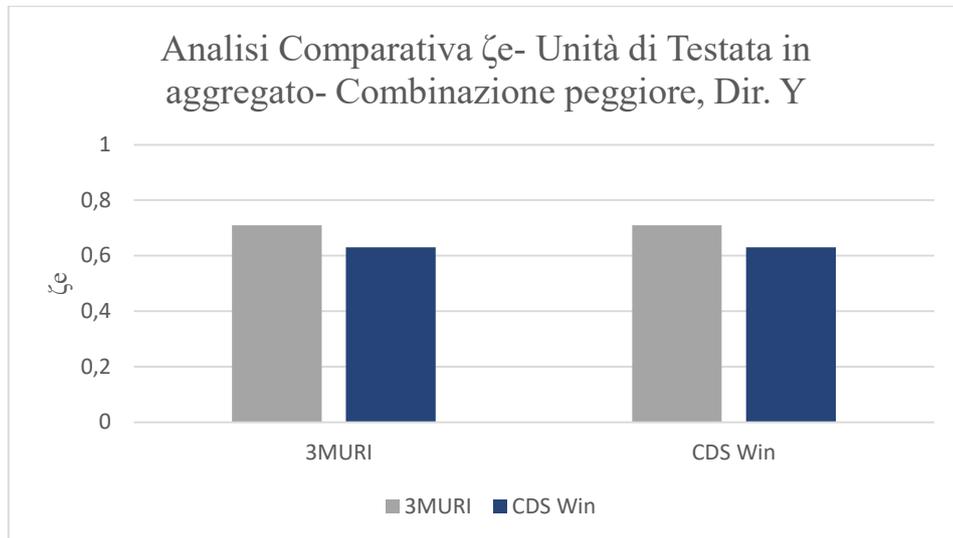
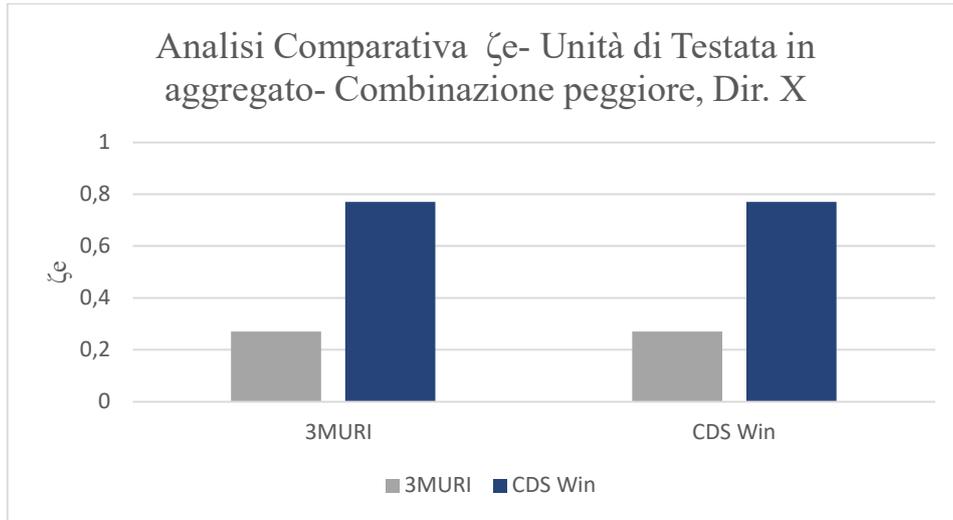




Diagrammi 25 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Testata isolata



Diagrammi 26 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Unità di Testata in aggregato



7.4 Analisi dei risultati dello studio parametrico

I risultati delle analisi Push-over ricavati dalle variazioni parametriche sopra esplicate, sono stati confrontati con lo stato di fatto dell'aggregato e dei rispettivi sottosistemi per i tre programmi di calcolo adoperati.

7.4.1 Impalcati

Il primo confronto parametrico è stato effettuato considerando le caratteristiche meccaniche della struttura muraria composta dalla tipologia di muratura dello stato di fatto, ossia tipologia di muratura in pietra tenera a blocchi squadrate, e facendo variare la modalità costruttiva dell'impalcato:

1. Struttura muraria a conci regolari di pietra tenera ad **impalcati deformabili**;
2. Struttura muraria a conci regolari di pietra tenera ad **impalcati rigidi**;

Si riportano le curve di capacità paragonando le combinazioni peggiori in entrambe le direzioni principali X-Y dello stato di fatto per i tre software di calcolo (ALLEGATO 6).

Si riportano i grafici di confronto dei parametri caratteristici dei casi studio per ogni singolo programma di calcolo:

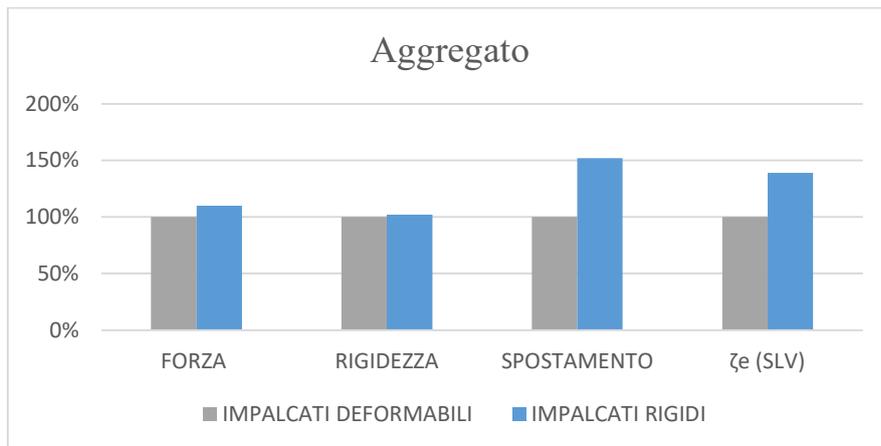


Tabella 27 Confronto caratteristiche parametriche

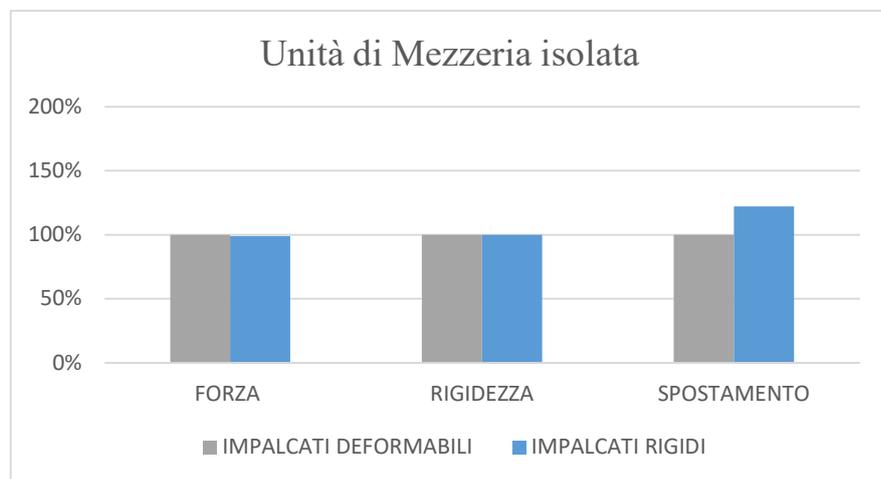


Tabella 28 Confronto caratteristiche parametriche

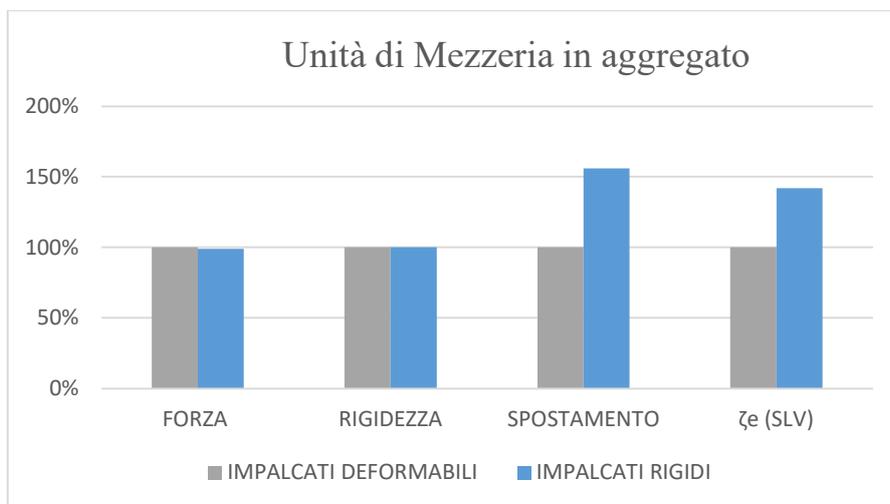


Tabella 29 Confronto caratteristiche parametriche

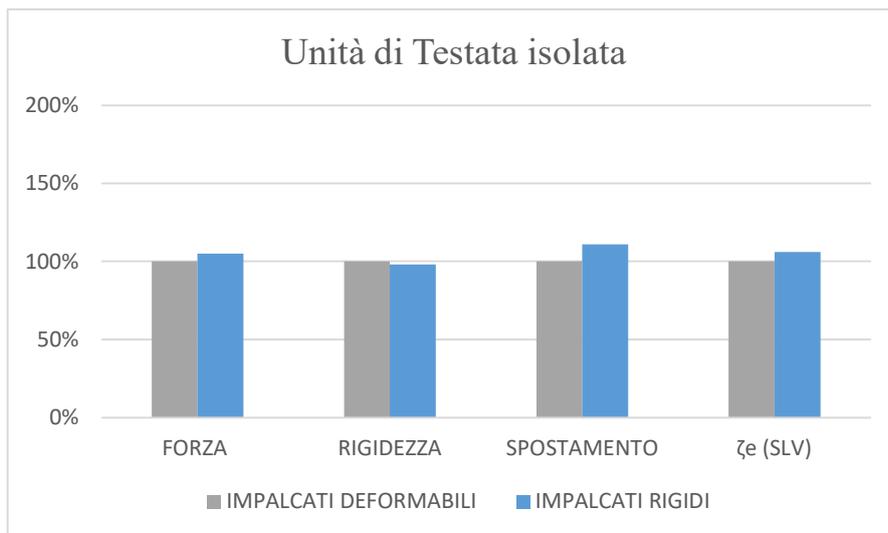


Tabella 30 Confronto caratteristiche parametriche

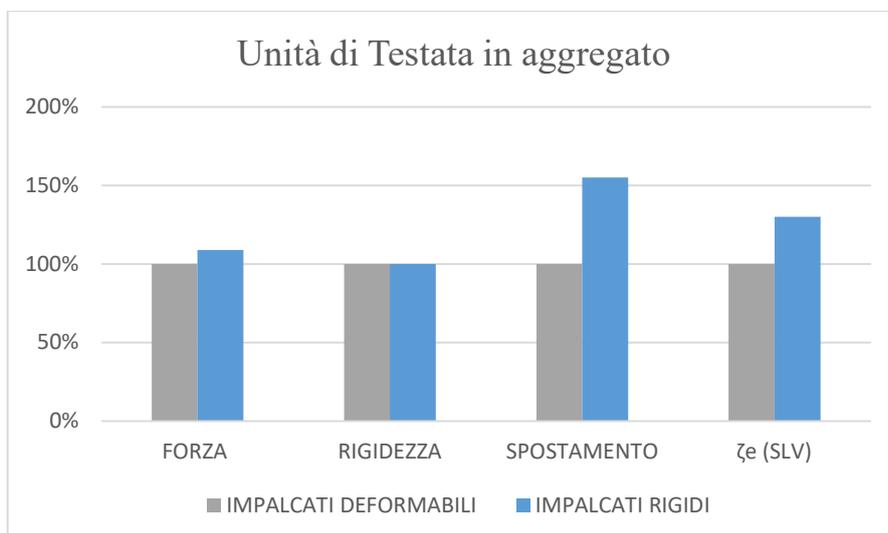


Tabella 31 Confronto caratteristiche parametriche

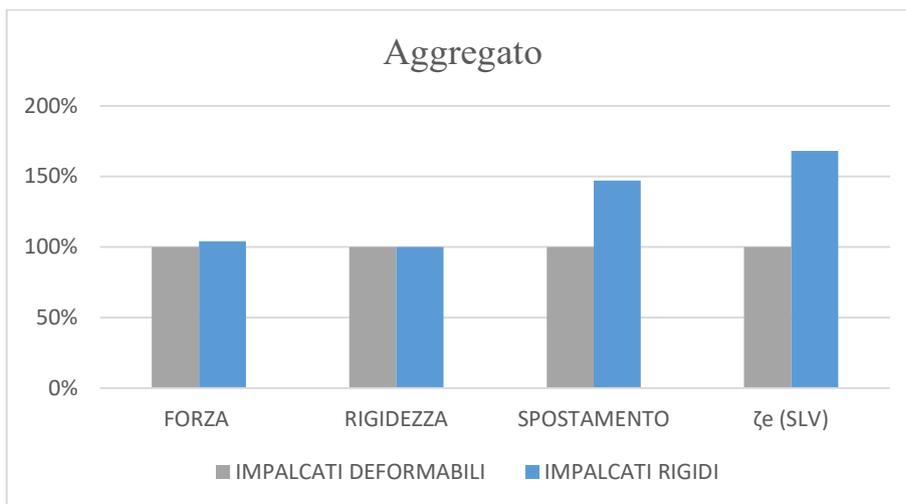


Tabella 32 Confronto caratteristiche parametriche

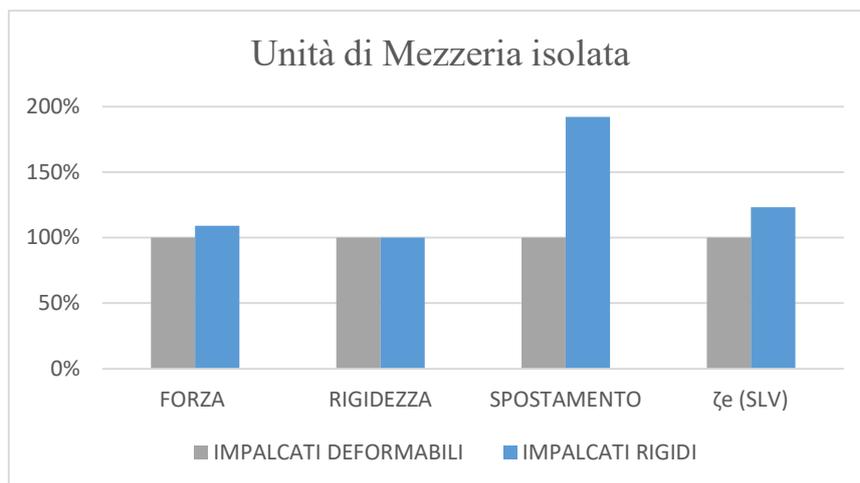


Tabella 33 Confronto caratteristiche parametriche

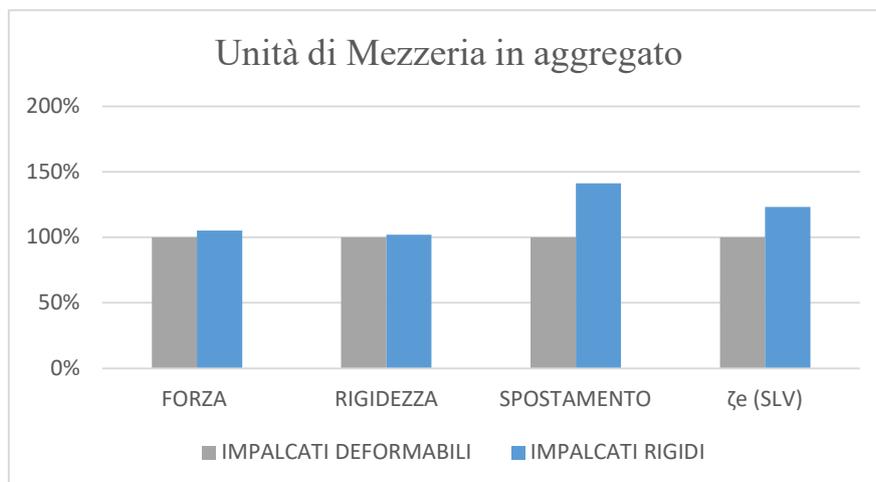


Tabella 34 Confronto caratteristiche parametriche

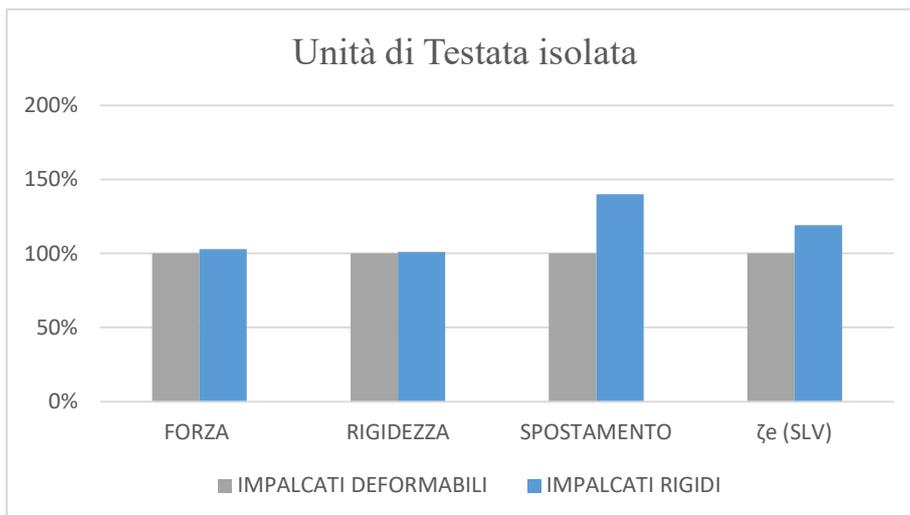


Tabella 35 Confronto caratteristiche parametriche

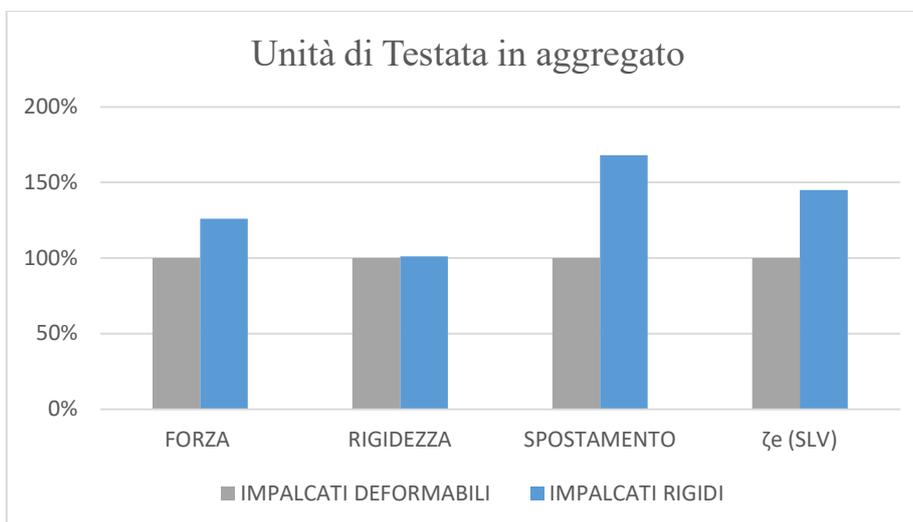


Tabella 36 Confronto caratteristiche parametriche

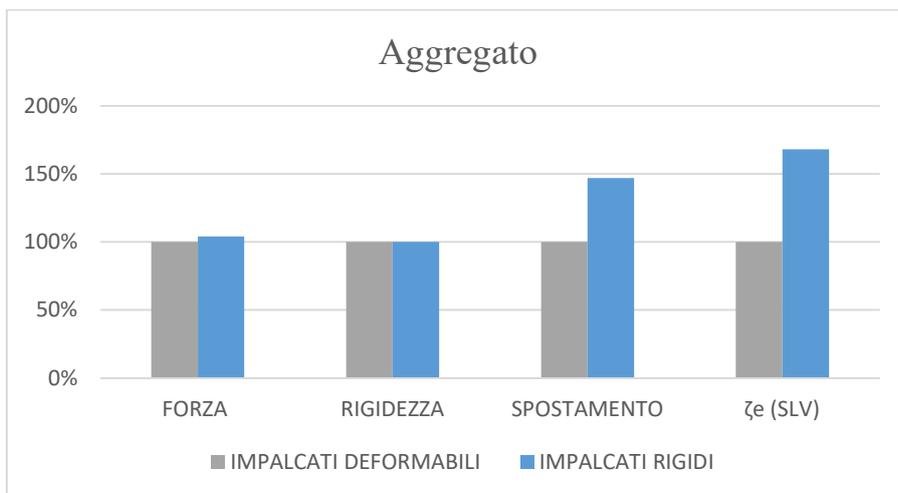


Tabella 37 Confronto caratteristiche parametriche

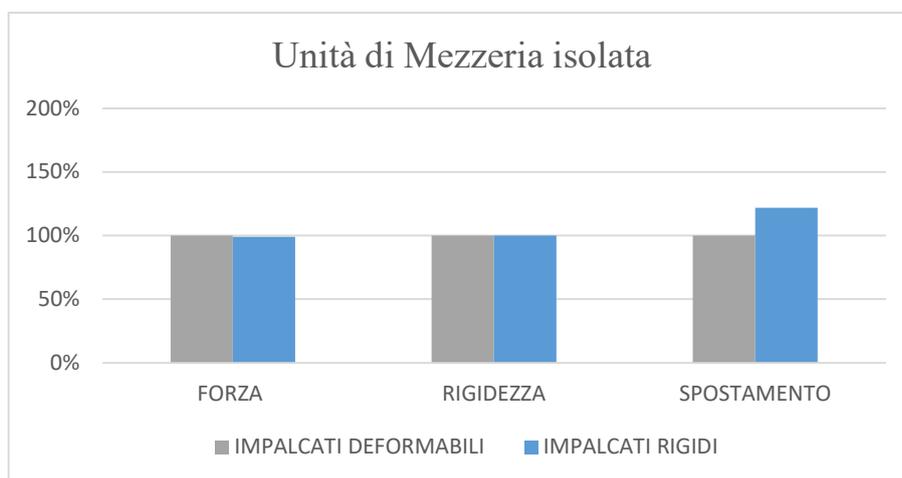


Tabella 38 Confronto caratteristiche parametriche

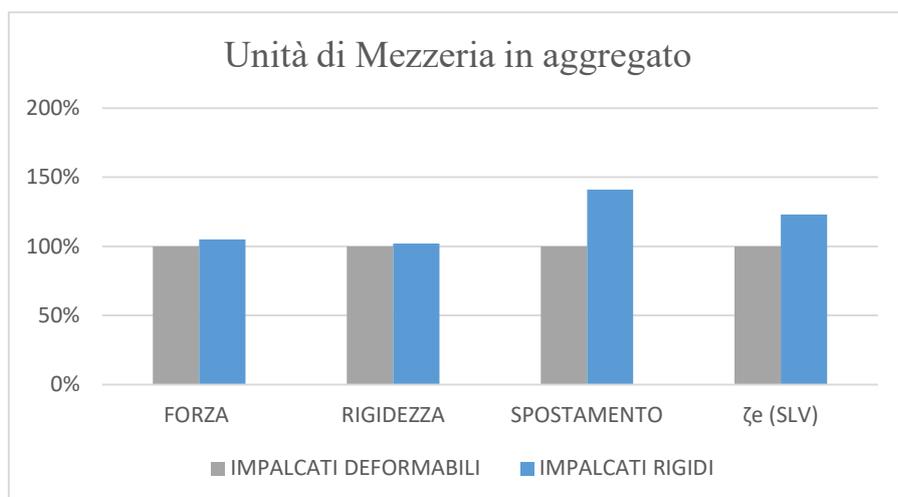


Tabella 39 Confronto caratteristiche parametriche

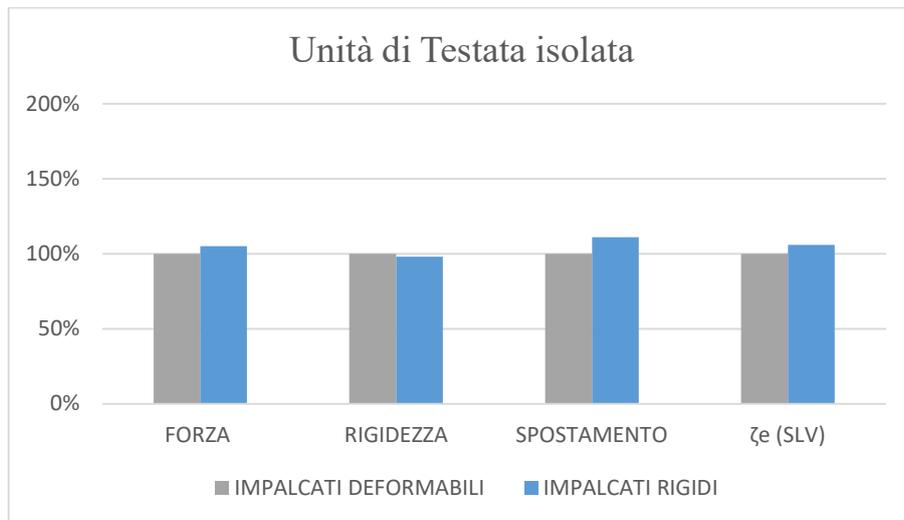


Tabella 40 Confronto caratteristiche parametriche

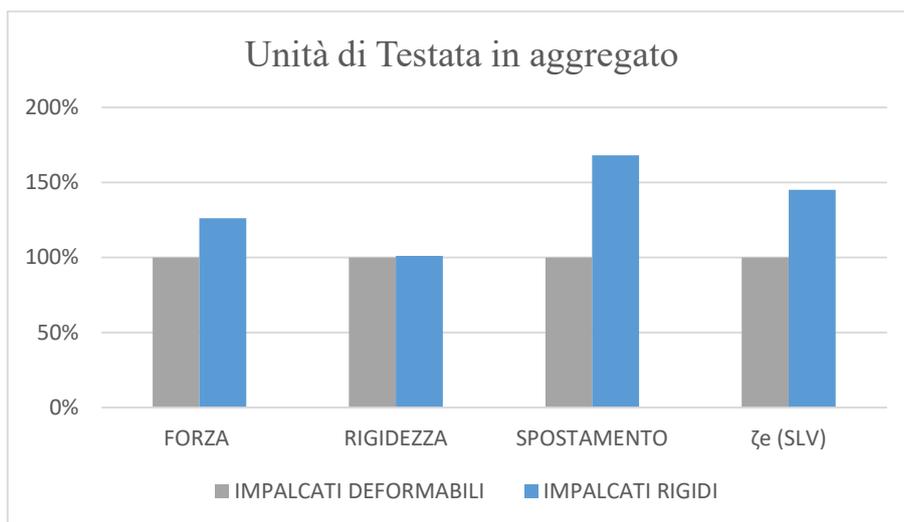


Tabella 41 Confronto caratteristiche parametriche

7.4.2 Tipologia di muratura

Il secondo confronto parametrico è stato effettuato considerando la variazione delle caratteristiche meccaniche della struttura muraria ossia della tipologia di muratura. Si confrontano l'aggregato e i sottosistemi con tre diverse tipologie di muratura:

1. Struttura muraria in **blocchi squadrati di pietra tenera** ad impalcati deformabili;
2. Struttura muraria in **blocchi lapidei squadrati** ad impalcati deformabili;
3. Struttura muraria in **pietrame disordinato** ad impalcati deformabili;

Si riportano le curve di capacità paragonando le combinazioni peggiori in entrambe le direzioni principali X-Y per lo stato di fatto effettuate per i due software di calcolo 3MURI e CDS Win (ALEGATO 7)

Si riportano le variazioni delle caratteristiche meccaniche dei confronti parametrici esaminati per i software di calcolo:

Software di calcolo 3MURI

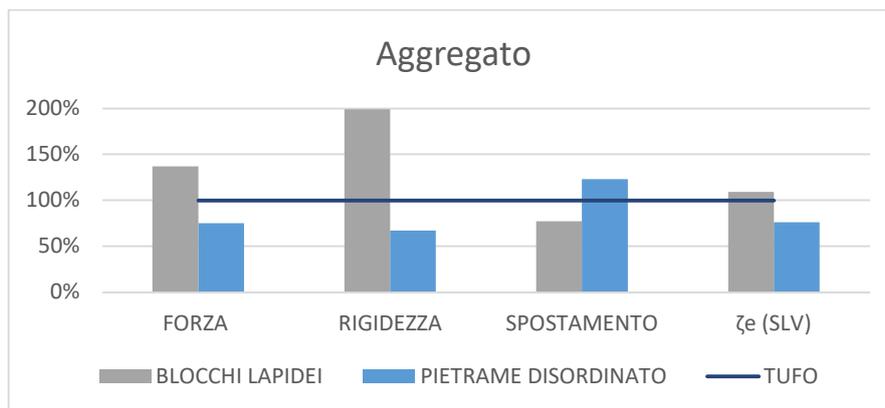


Tabella 42 Confronto caratteristiche parametriche

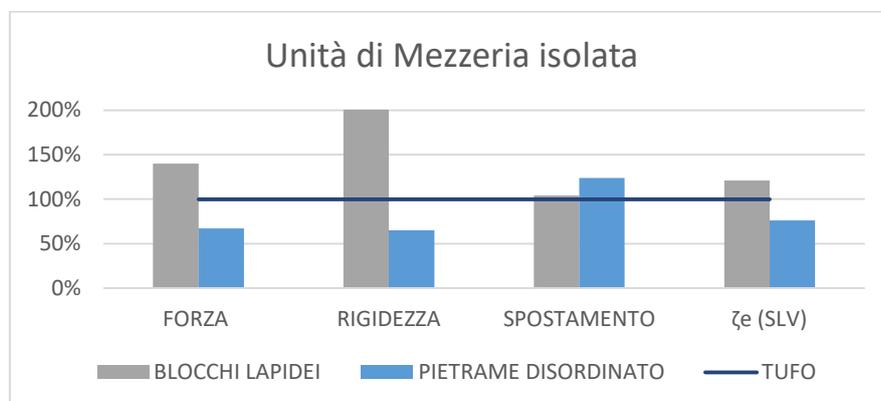


Tabella 43 Confronto caratteristiche parametriche

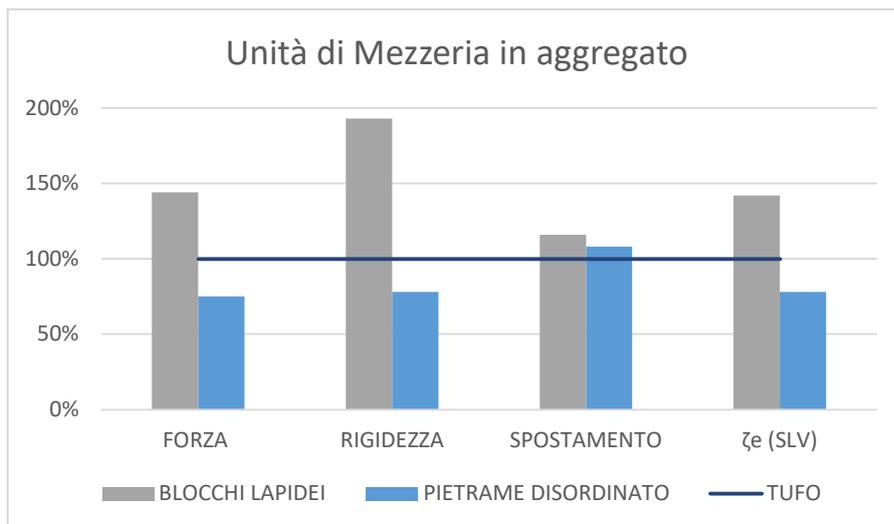


Tabella 44 Confronto caratteristiche parametriche

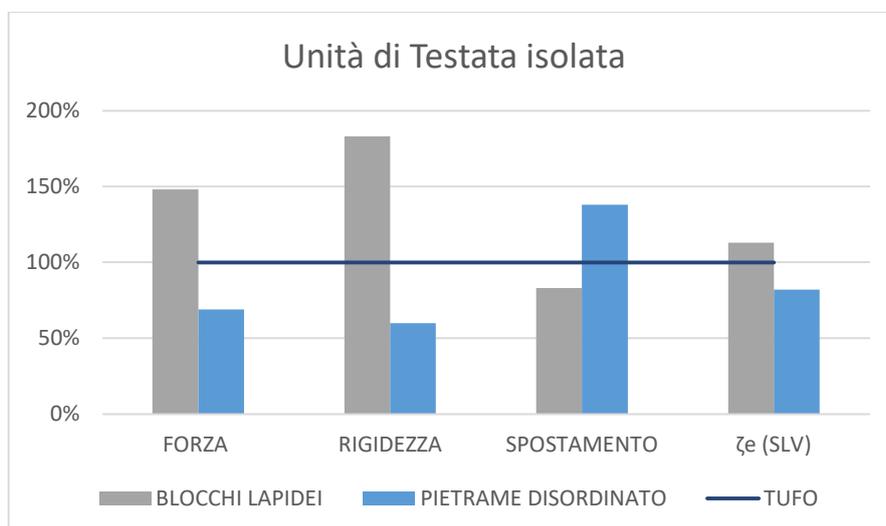


Tabella 45 Confronto caratteristiche parametriche

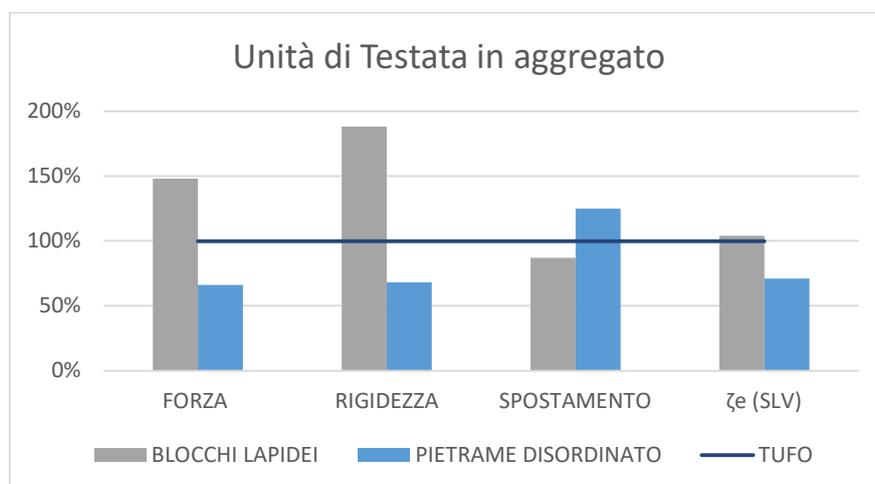


Tabella 46 Confronto caratteristiche parametriche

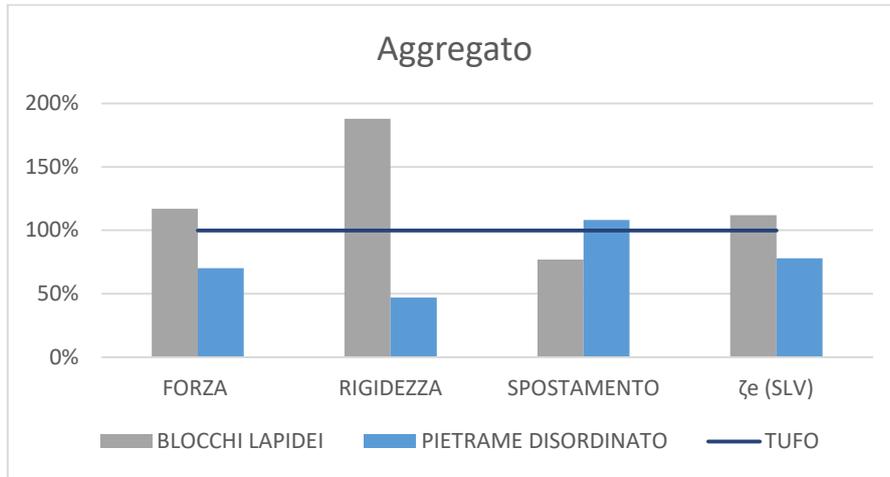


Tabella 47 Confronto caratteristiche parametriche

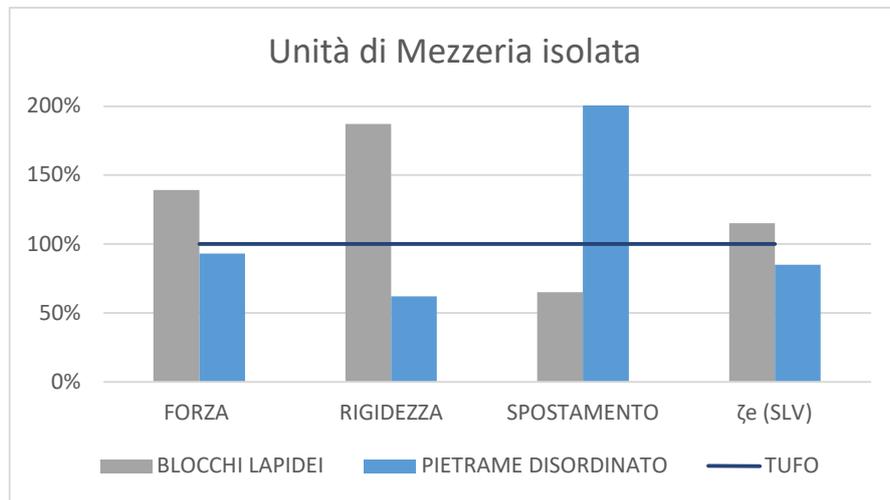


Tabella 48 Confronto caratteristiche parametriche

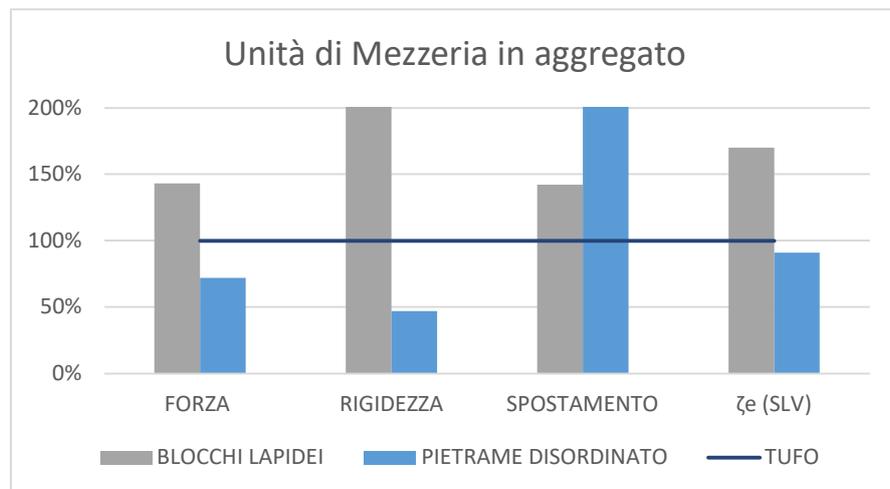


Tabella 49 Confronto caratteristiche parametriche

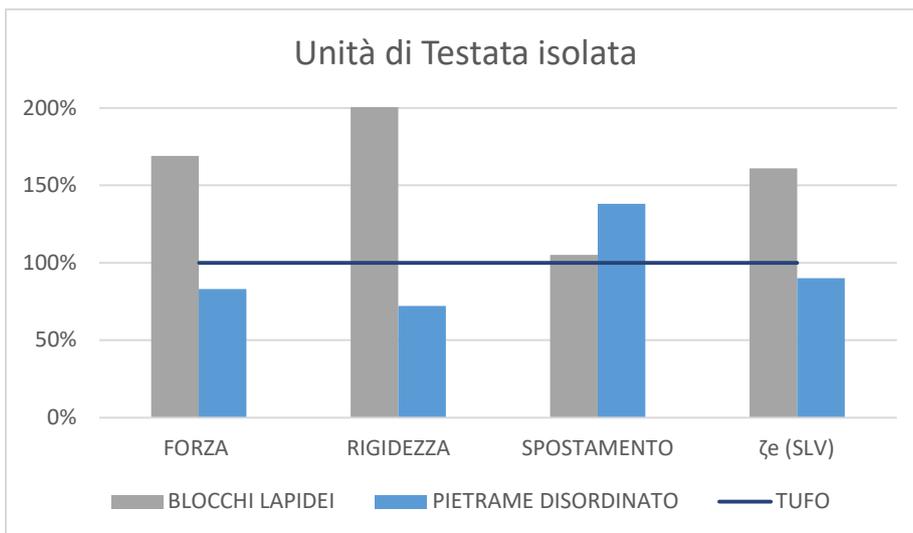


Tabella 50 Confronto caratteristiche parametriche

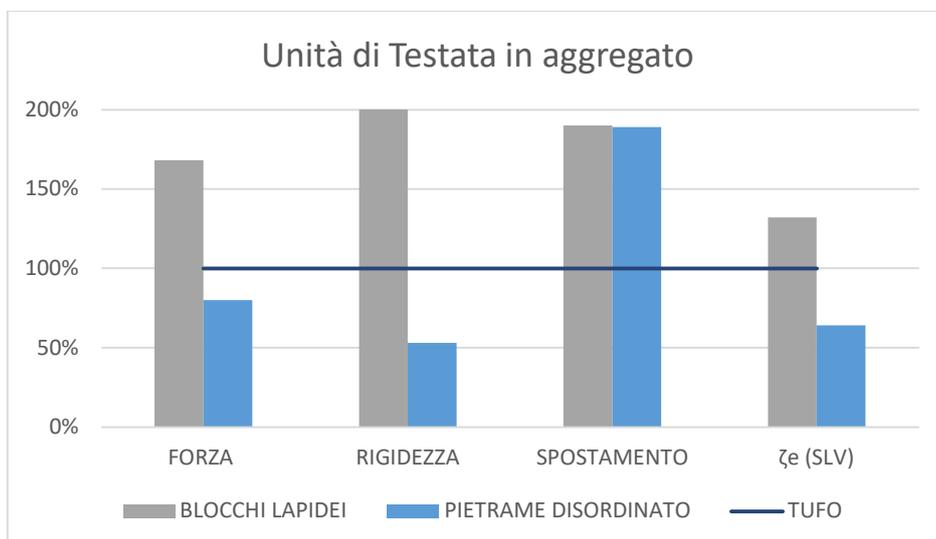


Tabella 51 Confronto caratteristiche parametriche

8 STIMA PER LA VULNERABILITÀ SISMICA

Proprio per l'elevata concentrazione in Italia di edifici appartenenti al patrimonio storico architettonico, la valutazione della vulnerabilità sismica è attualmente un argomento di particolare interesse e un parametro fondamentale per un'analisi dettagliata. La vulnerabilità è stata definita dalla Protezione Civile come: “la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità” . In seguito a questa definizione è possibile affermare che il grado di vulnerabilità di un sistema è funzione solo della capacità di resistere e/o di trasformare l'energia trasmessa dal terremoto e dissiparla sotto forma di spostamento. L'analisi di vulnerabilità sismica (AVS) degli edifici esistenti consiste, in pratica, in un processo di valutazione della sicurezza, seguendo l'approccio metodologico descritto nell'attuale normativa tecnica (NTC 18), la quale indica la possibilità di essere applicate sia a singoli edifici che a nuclei abitativi. E' innanzitutto possibile distinguere tra *vulnerabilità diretta*, *vulnerabilità indotta*, *vulnerabilità differita* e le AVS vengono condotte in due fasi:

- Censimento del costruito in cui il livello di approfondimento è funzione dei livelli di conoscenza LC (quando le indagini riguardano grandi aree si incontrano spesso difficoltà, come per esempio quella di utilizzare dati forniti da enti come ISTAT che spesso risultano essere insufficienti se non accompagnati da sopralluogo);
- Applicazione di diversi *metodi* impiegati per la valutazione, generalmente suddivisi in tre gruppi: gruppo 1 (*metodi diretti, indiretti e convenzionali*), gruppo 2 (*metodi quantitativi e qualitativi*) e gruppo 3 i cui metodi sono basati sulla valutazione prima dell'evento sismico (*metodi meccanici, empirici e basati sul giudizio di esperti*).

Per completezza i metodi, partendo dai primi, *diretti* permettono di ottenere un valore di vulnerabilità espresso in funzione della prospettiva di danno sismico. Con l'uso dei metodi *indiretti* si ottiene un parametro di vulnerabilità e successivamente una corrispondenza tra danno arrecato ed evento sismico, corrispondenza che non esiste nel caso dei metodi *convenzionali* usati per confrontare edifici collocati in diverse zone ma assimilabili per uguali valori di sismicità. Particolare attenzione va data ai metodi *quantitativi* appartenenti

al gruppo 2 che sono i più usati, essi restituiscono i risultati in termini di danno e non a caso sono usati per la caratterizzazione dei singoli fabbricati. Quelli *qualitativi*, invece, definiscono la vulnerabilità classificandola in bassa, media o alta. I metodi *meccanici* si basano sull'applicazione di modelli meccanico-analitici di strutture che inglobano i parametri rappresentativi delle principali caratteristiche quali geometria, materiali utilizzati e proprietà meccaniche, con l'obiettivo di valutare il danno subito dalla struttura in seguito all'evento sismico. I seguenti ultimi 2 metodi non seguono un approccio analitico, definiscono il comportamento strutturale basandosi sulla conoscenza ed esperienza quindi restituiscono un risultato di tipo qualitativo. I metodi *empirici* si basano sull'analisi statistica dei dati disponibili riguardo i danni dovuti ai terremoti e conseguentemente sono applicati per determinare la vulnerabilità a scala urbana. Per fare ciò è necessario che i manufatti esistenti vengano classificati in funzione di alcuni parametri, come la tipologia di materiale utilizzato e le tecniche di posa in opera. E' possibile risalire a informazioni osservando il danno arrecato dai terremoti passati su costruzioni simili.

Successivamente ad ogni categoria è assegnata una matrice di probabilità del danno o curva di fragilità rappresentativa di tutti gli edifici appartenenti ad una determinata categoria (le curve di fragilità vengono usate in linea generale per valutazioni della vulnerabilità sismica ed esprimono, al variare dell'intensità sismica, la probabilità che la struttura analizzata raggiunga un determinato stato limite).

Infine i metodi *basati sul giudizio di esperti* associano ad ogni manufatto edilizio un valore dell'indice di vulnerabilità, funzione di alcuni parametri che danno l'idea dell'idoneità della struttura a sopportare un evento sismico (come la regolarità in pianta e in alzato, la resistenza dei materiali, presenza o meno di controventi dissipativi, lo stato dei collegamenti, la distribuzione spaziale dei telai, ecc.).

8.1 Modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità sismica

Il modello meccanico per lo studio della vulnerabilità sismica utilizzato in questa tesi fa riferimento all'articolo di *S. Cattari, E. Curti, S. Giovinazzi, S. Lagomarsino e S. Parodi* “*Un modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità sismica del costruito in muratura a scala urbana*”.

Il modello meccanico consiste nell'associare ad una determinata categoria di edifici, una curva di capacità da confrontarsi con lo spettro della domanda sismica. La definizione della curva di capacità è finalizzata a rappresentare il comportamento globale della struttura mediante la risposta di un oscillatore semplice non lineare equivalente caratterizzato da un unico grado di libertà schematizzando la curva di capacità con una bi-lineare.

Essa pertanto risulta univocamente identificata tramite le seguenti grandezze:

- A_y [g] accelerazione in corrispondenza dello snervamento della struttura;
- T [s] periodo elastico;
- D_u [m] spostamento ultimo;
- α ' parametro relativo all'incrudimento.

La risposta attesa per l'edificio, è rappresentata attraverso l'identificazione del “performance point”, ottenuto dall'intersezione tra la curva della capacità, opportunamente trasformata attraverso la definizione dell'“equivalente” sistema ad un unico g.d.l., con lo spettro della domanda adeguatamente ridotto. Queste due curve sono confrontate nello stesso formato, ovvero quello convenzionalmente indicato con la dicitura AD (Acceleration Displacement) (Chopra e Goel 1999).

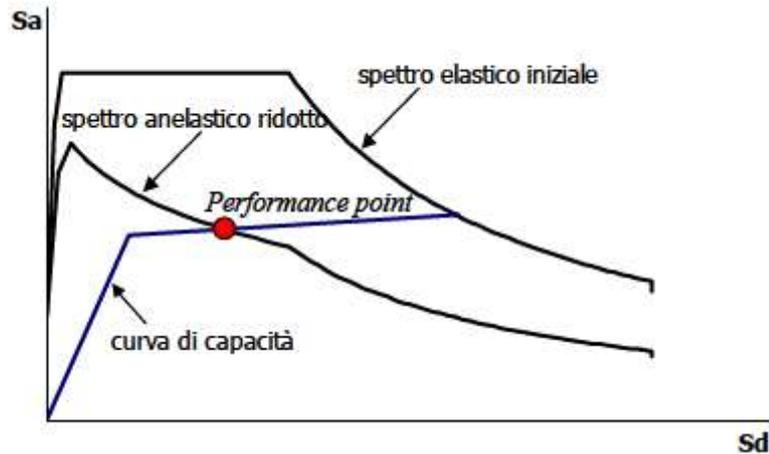


Figura 76 Confronto tra la curva di capacità e quella di domanda, per l'identificazione del performance point

Vengono individuati degli stati limite di danno, al fine di rendere l'impatto del terremoto facilmente rappresentabile.

Gli stati limite di danno sono così divisi:

SLD1: nessun danno strutturale, la risposta è sostanzialmente lineare elastica;

SLD2: danno strutturale lieve; l'edificio è immediatamente utilizzabile dopo il terremoto, essenzialmente senza la necessità di riparazione dei danni;

SLD3: danni strutturali significativi; la struttura non è immediatamente utilizzabile dopo l'evento sismico ma i danni possono essere riparati;

SLD4: situazione prossima al collasso; la struttura non può economicamente essere riparata e dovrà quindi essere demolita dopo l'evento sismico.

L'approccio di seguito proposto prevede invece di correlare l'identificazione degli stati limite di danno a punti definiti sulla bi-lineare in termini di spostamenti, ovvero a D_y e D_u , ottenendo tuttavia dei risultati coerenti anche in termini di drift; in particolare risulta:

$$S_{d,1} = 0.7 D_y$$

$$S_{d,2} = 1.5 D_y$$

$$S_{d,3} = 0.5 (D_y + D_u)$$

$$S_{d,4} = D_u$$

In questo modello meccanico, si precisa che l'incrudimento si considera nullo perché la valutazione di questo parametro è quanto mai incerta. Ne consegue che la curva di capacità è caratterizzata da tre parametri, ovvero il periodo T , l'accelerazione A_y e lo spostamento ultimo D_u .

8.2 Risultati dell'analisi di vulnerabilità - Curve di Fragilità

Si applica il modello meccanico esplicito precedentemente per l'analisi di vulnerabilità sismica degli edifici in muratura ai casi studio esaminati in questo lavoro considerando le variazioni parametriche per ogni software di calcolo (ALLEGATO 8).

9 CONCLUSIONI

In merito alle analisi parametriche effettuate e allo studio delle analisi di vulnerabilità dei casi studio esaminati, sono state constatate diversi aspetti importanti sia per i risultati dei diversi software di calcolo adoperati, sia per le variazioni parametriche apportate al costruito.

Valutazioni sui software di calcolo

Per quanto riguarda i programmi di calcolo utilizzati, le analisi effettuate hanno evidenziato differenze di risultati ottenuti:

- Il software di calcolo EDILUS effettua l'analisi statica non lineare interrompendola quando si verifica il primo collasso di un elemento strutturale: appena si innesca il primo meccanismo di rottura, il programma legge la creazione di uno schema labile e blocca lo sviluppo della curva di capacità. Questo garantisce un ampio margine di sicurezza nella valutazione del comportamento reale della struttura soggetta alle forze sismiche, ma si hanno svantaggi economici molto elevati se si adoperano interventi di miglioramento o adeguamento sismico sul costruito.
- Il software di calcolo 3MURI adopera l'analisi statica non lineare con il procedimento del multi-collasso, che garantisce lo sviluppo della curva di capacità quando si innescano meccanismi di collasso. Questo procedimento è consentito dalle NTC 2018 solo per edifici esistenti in muratura; un aspetto che garantisce uno sviluppo della curva di capacità molto più ampio in quanto si creano un numero elevato di cerniere plastiche che garantiscono una dissipazione della forza sismica maggiore. Quindi si hanno soprattutto vantaggi economici, in quanto per adeguare sismicamente il costruito servono meno interventi inoltre si ha una similitudine molto elevata tra il software di calcolo CDS Win delle curve di capacità, ciò implica un comportamento sotto effetti sismici del modello analizzato, simile al comportamento che la struttura reale può avere. La modellazione però risulta essere troppo semplificata e questo comporta una resistenza maggiore dell'aggregato analizzato.
- Il software di calcolo CDS Win garantisce, come il 3Muri, il procedimento di analisi statica non lineare per multi-collasso con gli stessi vantaggi espliciti

precedentemente. La differenza tra i due programmi sta nelle analisi di verifica, in quanto il CDS Win non blocca la curva di capacità per deformazione angolare: quando si hanno meccanismi di rottura nel piano di tutti gli elementi murari di uno stesso livello, la Normativa 2018 prevede la fine dell'analisi pushover anche se il valore del taglio resistente non è inferiore all'80% del taglio massimo resistente. La similitudine del comportamento sismico del modello strutturale con il programma 3Muri è evidente, ma in termini di forza resistente si un lieve abbassamento, visibile anche in termini di ζ_e e quindi di sicurezza, valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile dalla costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, come indicato dal grafico riportato di seguito

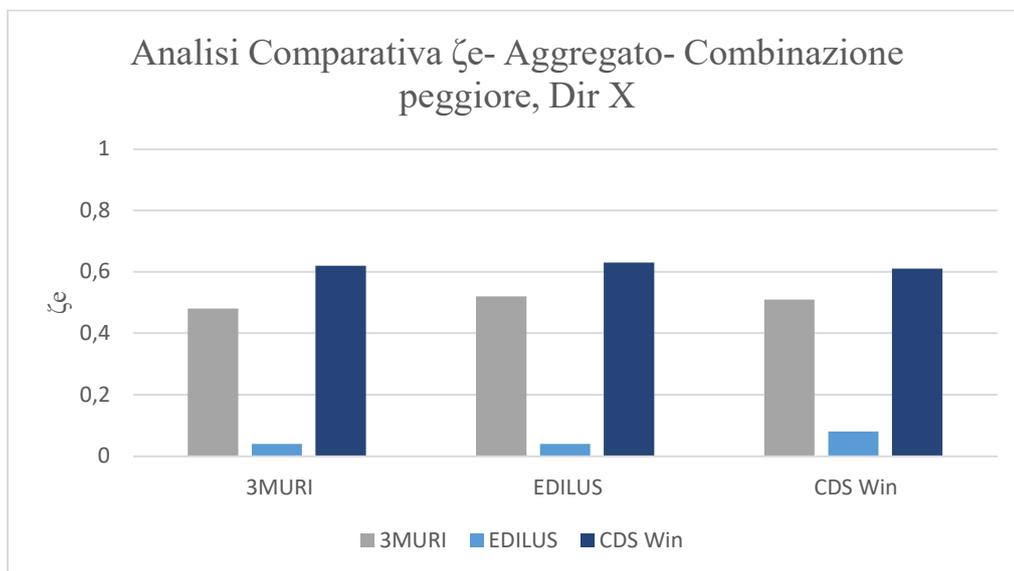


Tabella 52 Comparazione ζ_e dei software di calcolo- Aggregato

Valutazioni sulle variazioni parametriche

Il confronto delle variazioni parametriche è stato attuato considerando lo stesso programma di calcolo. Dalle analisi ottenute si è dedotto che:

- L'aggregato con *impalcati rigidi* garantisce una dissipazione energetica maggiore rispetto alla struttura con *impalcati deformabili*: a parità di rigidità e, sostanzialmente, di forza resistente alla base, l'aggregato con impalcati rigidi riesce ad avere una deformazione maggiore rispetto all'aggregato con impalcati deformabili fornendo un rapporto ζ_e maggiore. Questi aspetti garantiscono un comportamento e una distribuzione delle forze sismiche omogenei e un miglioramento sismico esaustivo della struttura attuando interventi non particolarmente invasivi per i setti murari.

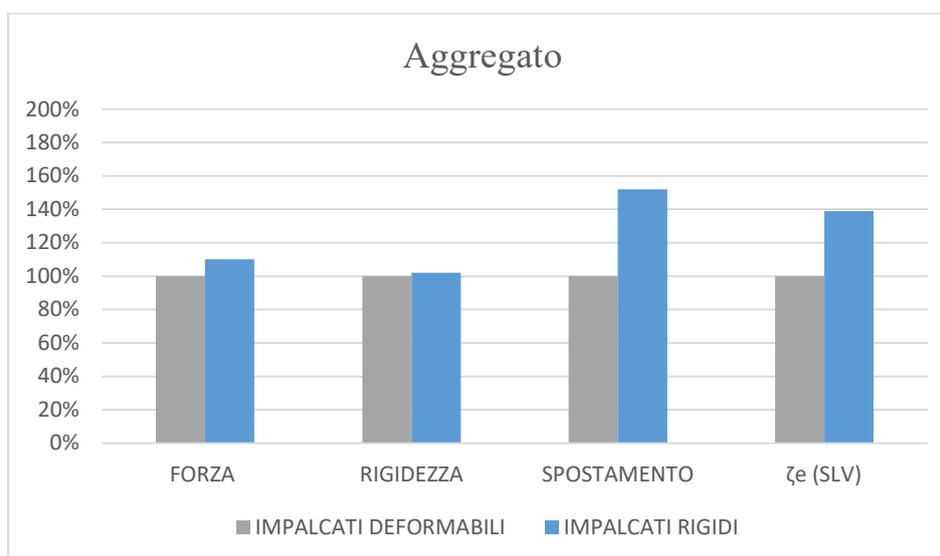


Tabella 53 Confronto caratteristiche parametriche

- Le *variazioni tipologiche della muratura* evidenziano come le caratteristiche meccaniche dei materiali adoperate influiscono enormemente sul comportamento strutturale dell'aggregato: la tipologia di muratura in *blocchi lapidei squadri* garantisce una rigidità flessionale molto maggiore rispetto alle altre due tipologie di muratura esaminate oltre ad una maggiore resistenza in termini di forza reagente, mentre la deformazione ultima della struttura è minore rispetto alle altre due tipologie, il comportamento strutturale sarà, quindi, di tipo *fragile*;

comportamento strutturale completamente diverso si ha per la tipologia di muratura in *pietrame disordinato* in quanto la bassa rigidezza flessionale e una deformazione maggiore rispetto alle restanti tipologie di muratura, favorisce un comportamento di tipo *duttile*, ma il forte dislivello di resistenza sismica implica un rapporto ζ_e molto basso e di conseguenza una sicurezza dell'aggregato altrettanto bassa.

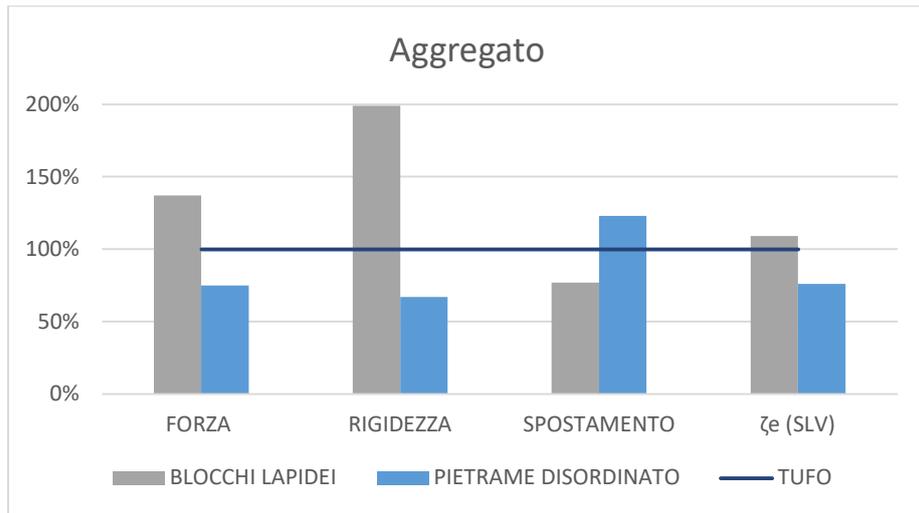


Tabella 54 Confronto caratteristiche parametriche

Valutazioni sulla vulnerabilità sismica

Le curve di fragilità garantiscono un confronto nazionale in termini di vulnerabilità sismica, considerato che l'aggregato analizzato, sito in Cercola al corso Domenico Riccardi, ha una pga pari a 0,17 a/g, si individua la probabilità di collasso della struttura esaminata per la combinazione di forze sismiche adoperata e di conseguenza la vulnerabilità sismica.

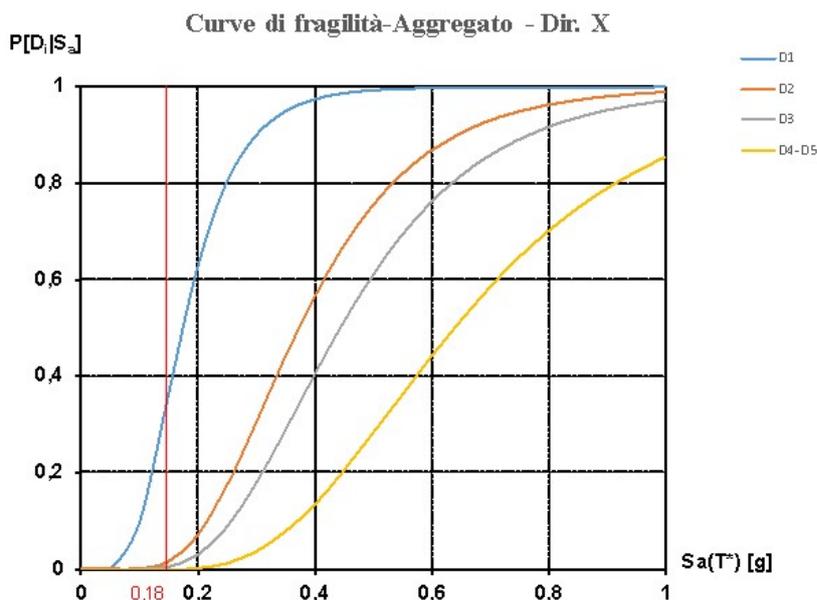


Diagramma 55 Curve di Fragilità- Aggregato- software 3MURI

Analizzando le curve di fragilità si nota come l'aggregato in muratura ha una probabilità di vulnerabilità sismica bassa rispetto ai sottosistemi esaminati, la probabilità di collasso aumenta quando si analizza l'unità abitativa isolata, mentre quest'ultima in aggregato riesce ad avere un comportamento sismico migliore, e lo si evince dall'abbassamento delle curve di fragilità.

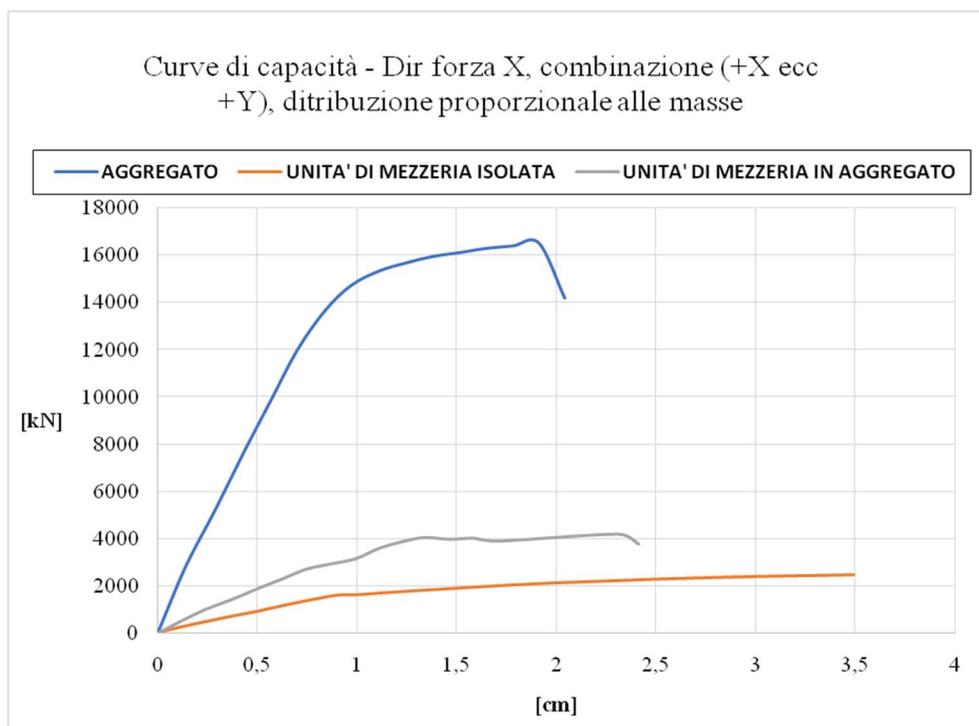
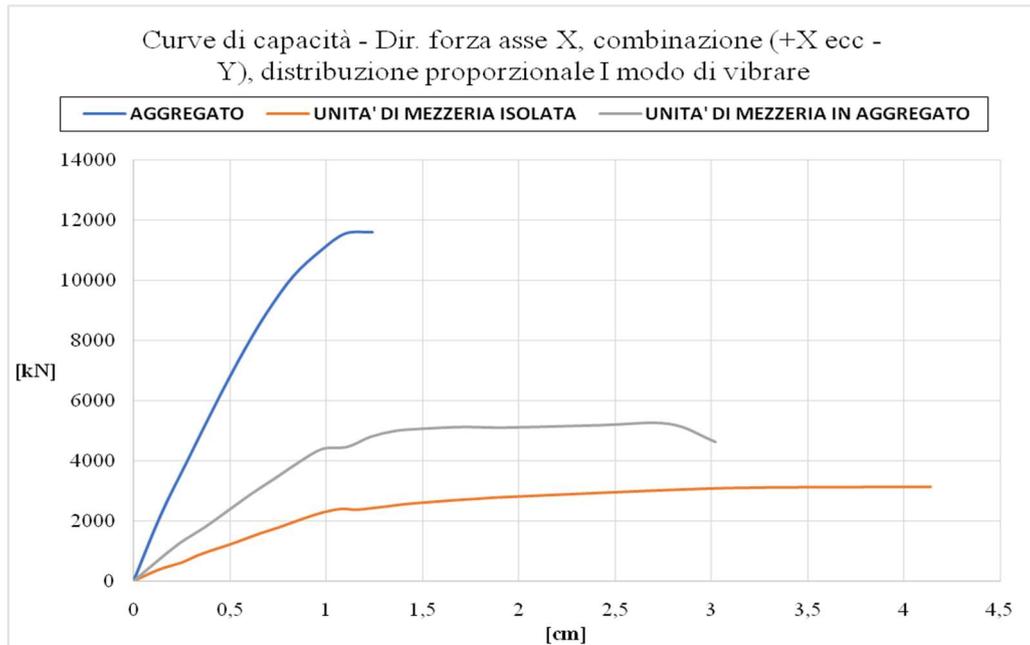
Per quanto riguarda le variazioni parametriche si rispecchia ciò che è stato detto in precedenza, infatti la struttura in aggregato con *impalcati rigidi* conferisce un abbassamento delle curve di fragilità evidenziando una probabilità di collasso poco elevata.

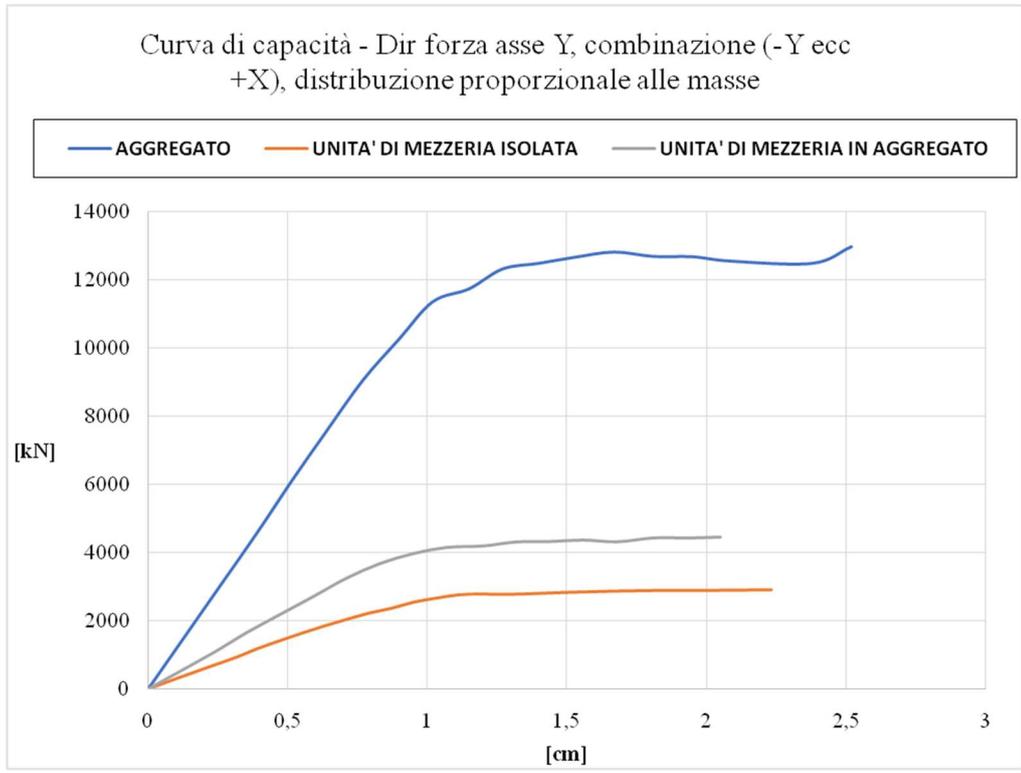
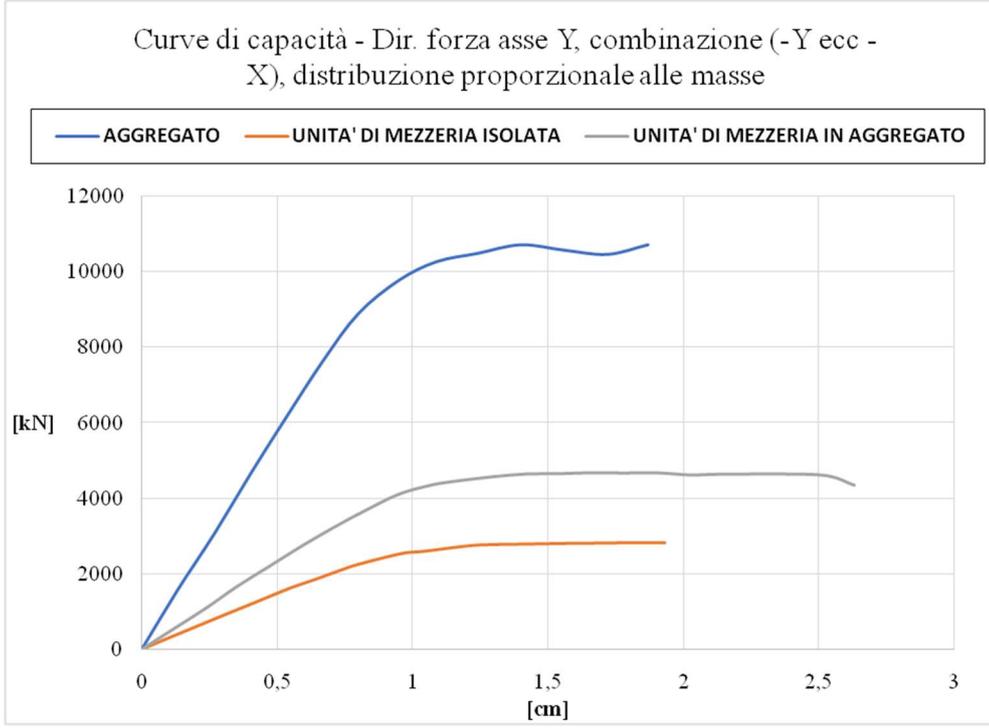
Come si evince dalla diversa tipologia di muratura che risalta una vulnerabilità sismica maggiore quando le caratteristiche meccaniche del materiale peggiorano

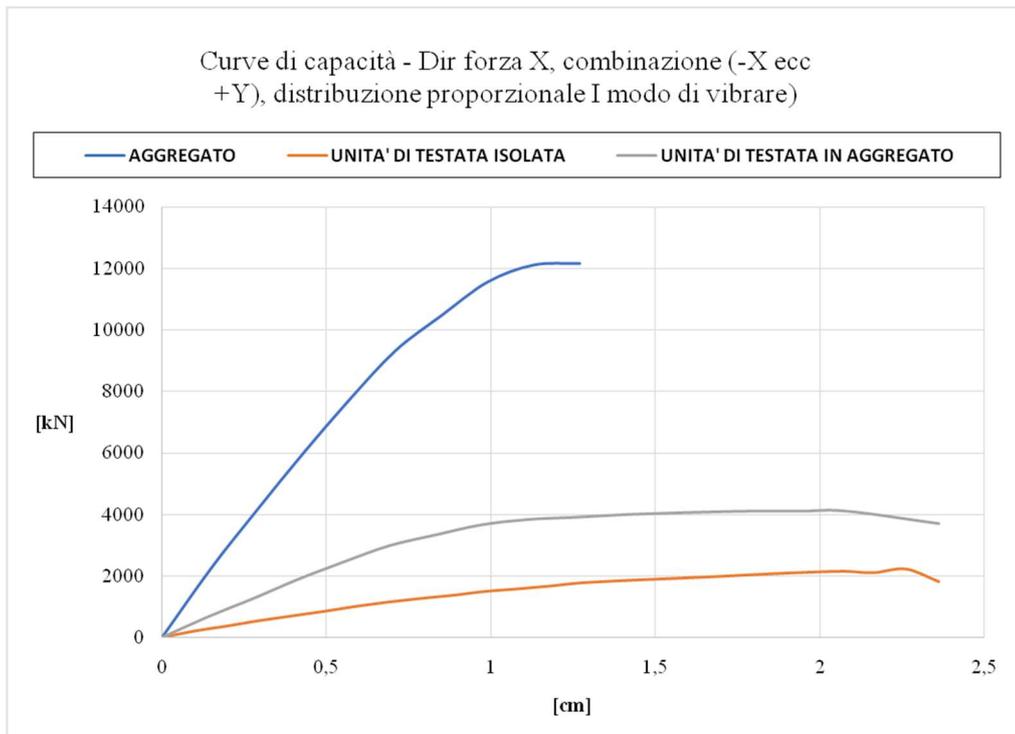
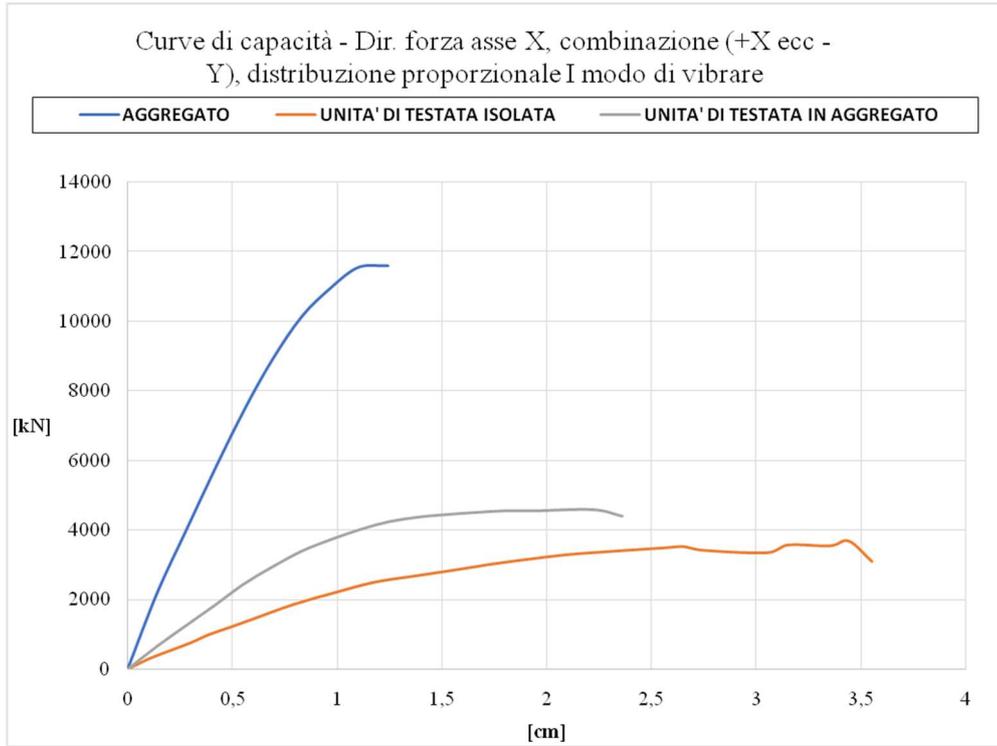
ALLEGATI

Allegato 1

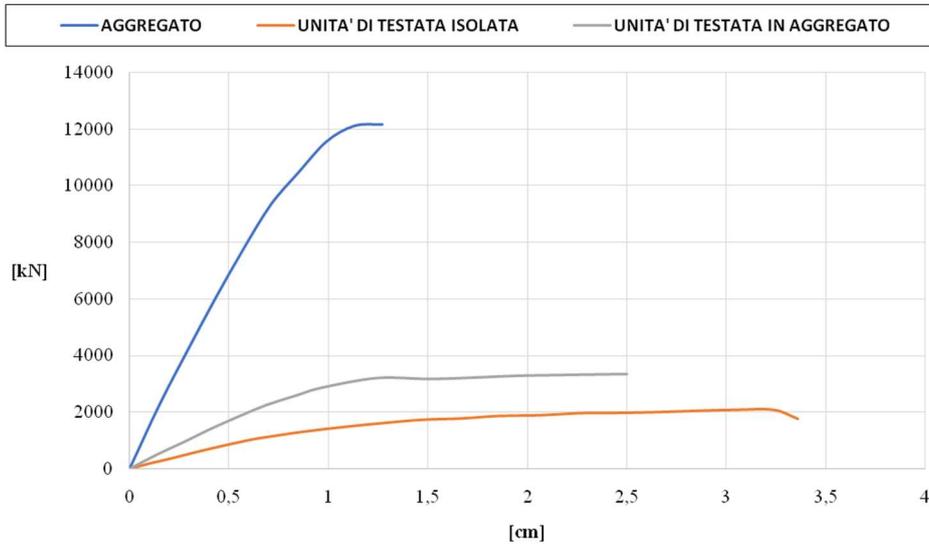
Software di calcolo 3MURI



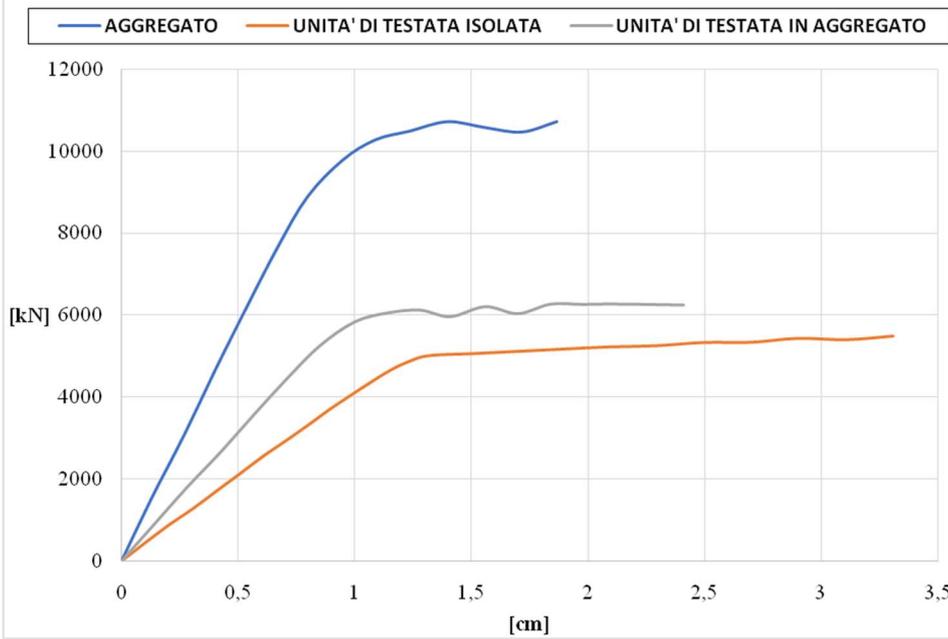


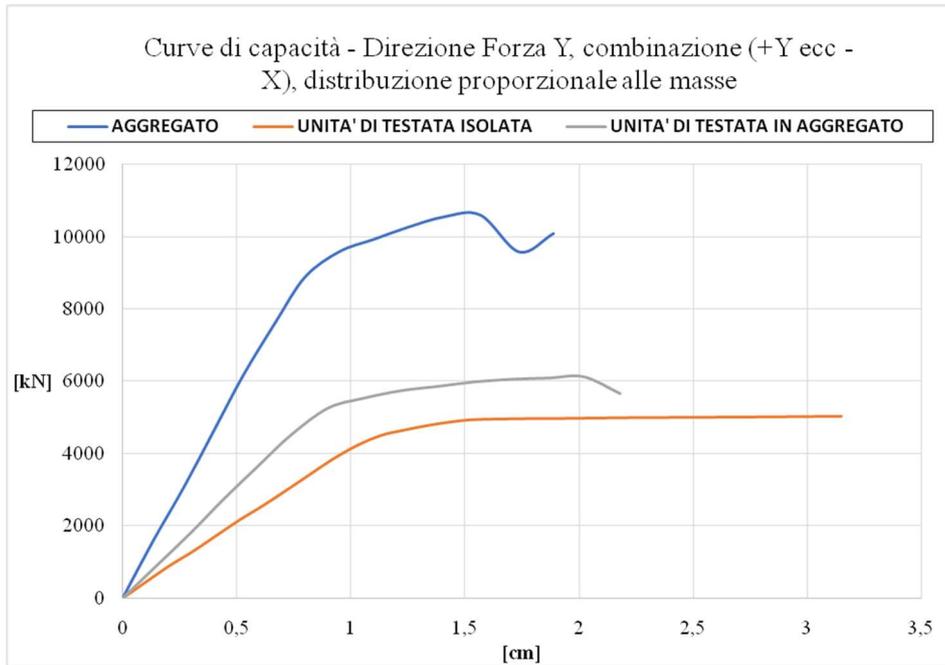
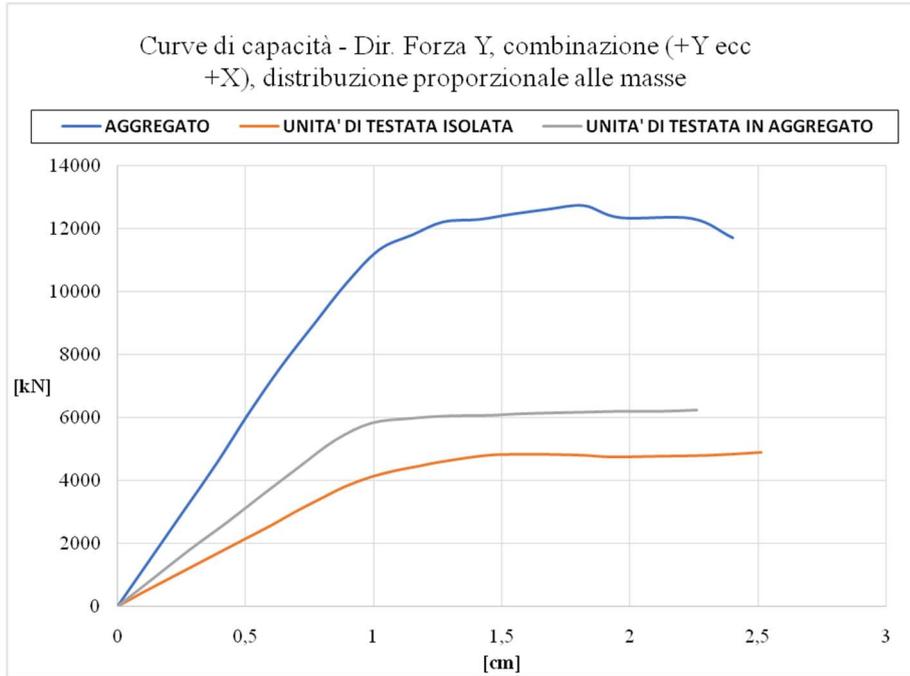


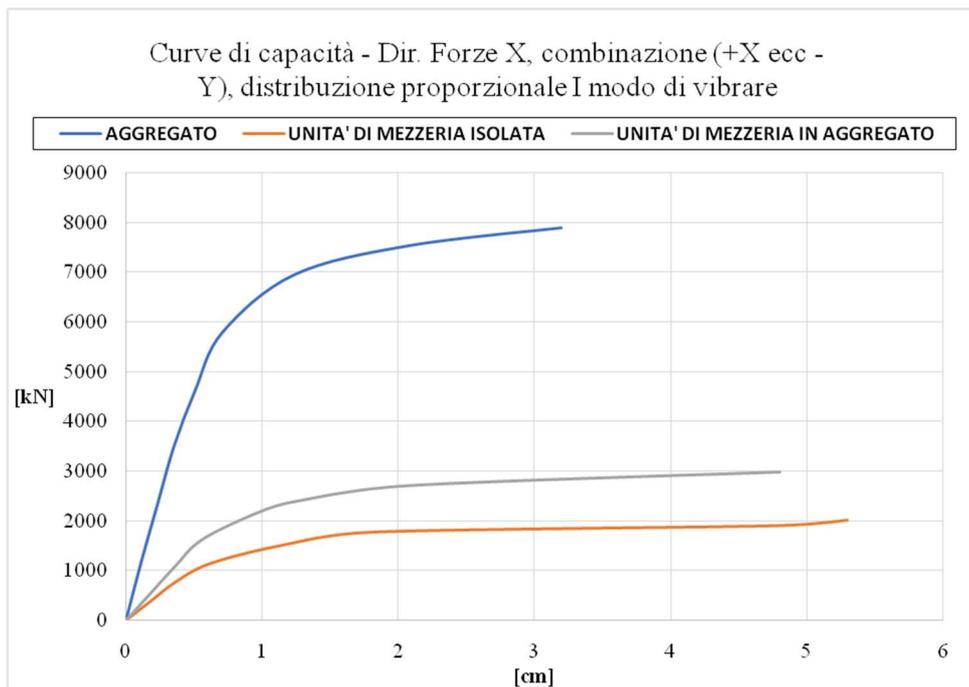
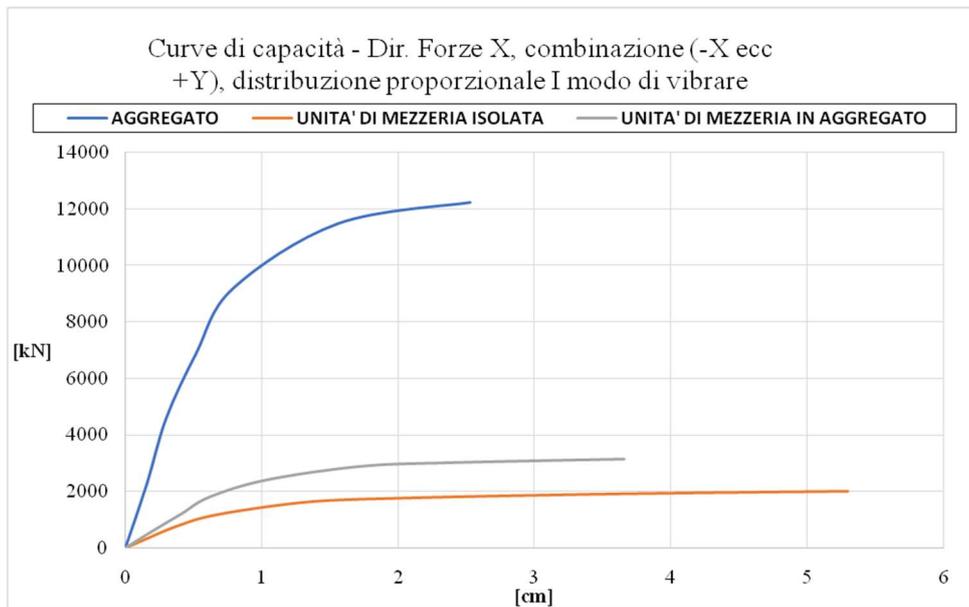
Curve di capacità - Dir forza X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale alle masse

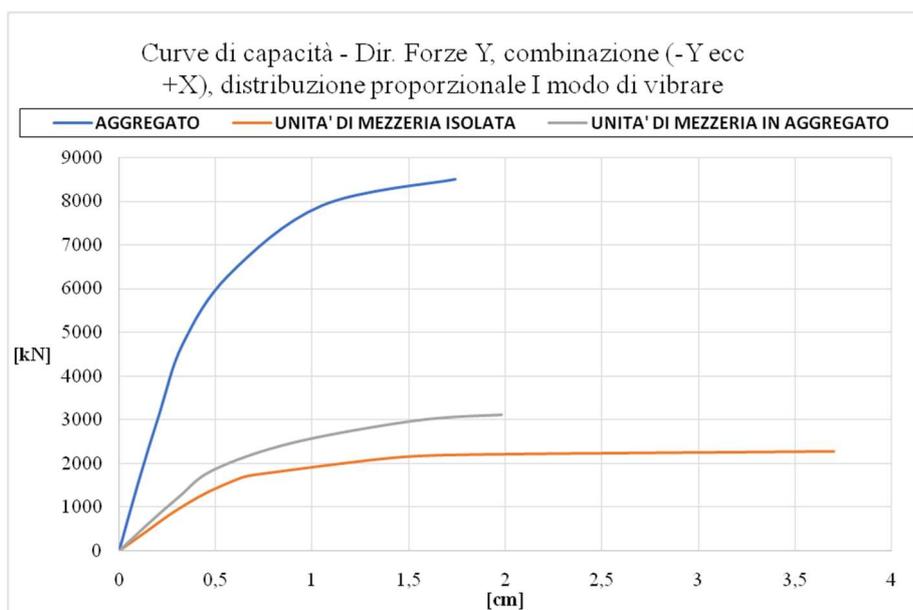
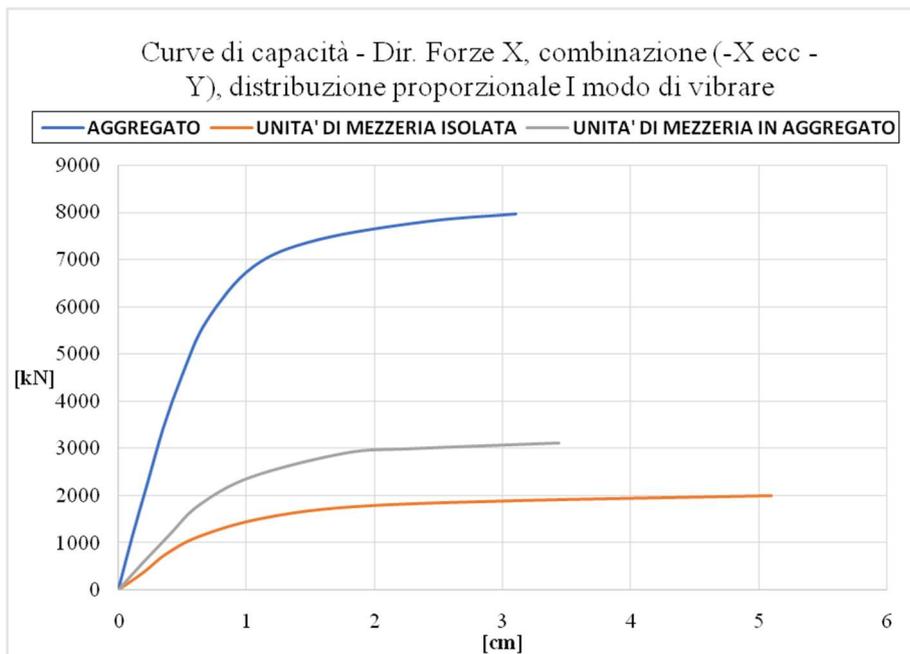


Curve di capacità - Dir. Forza Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale alle masse

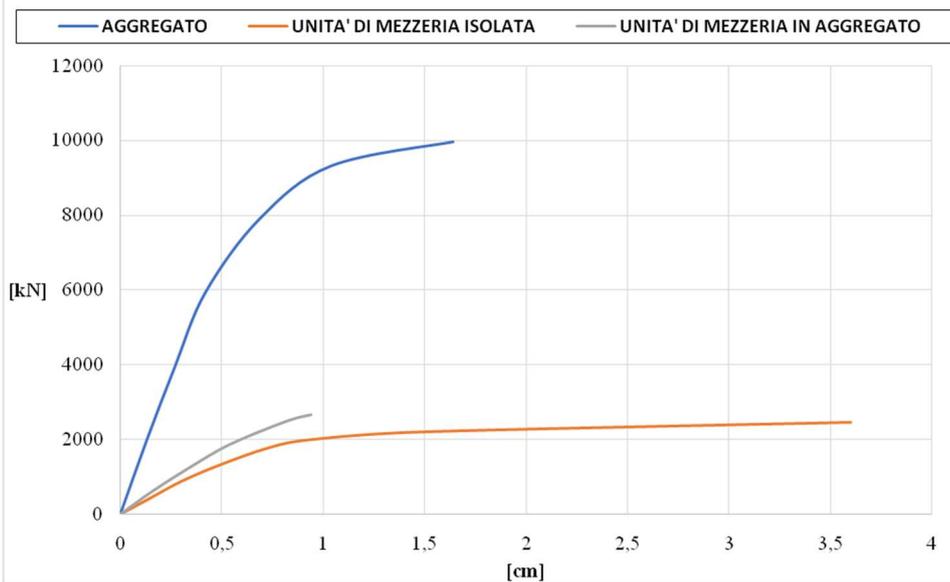




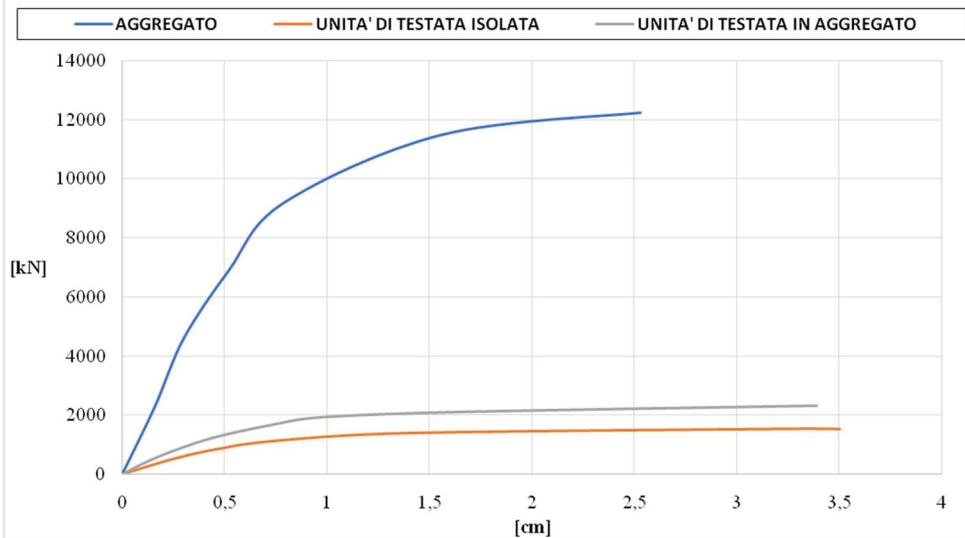




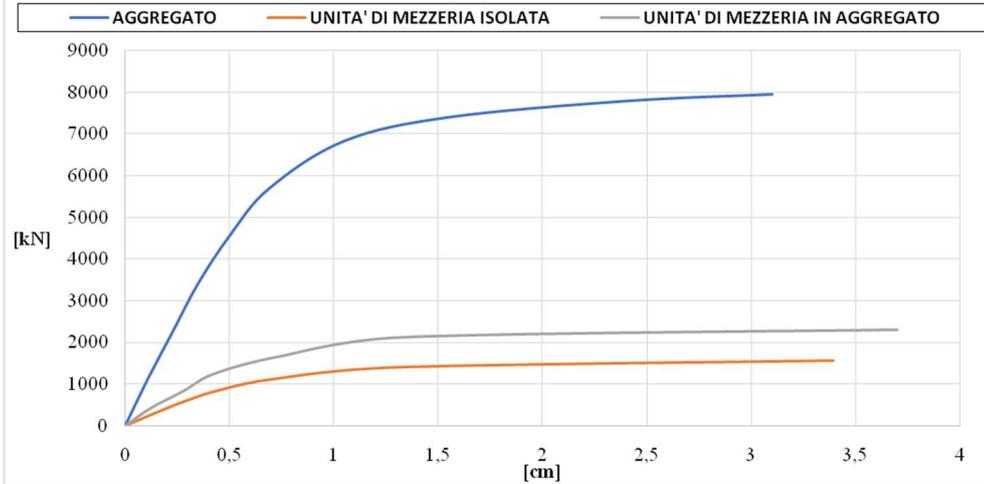
Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale I modo di vibrare



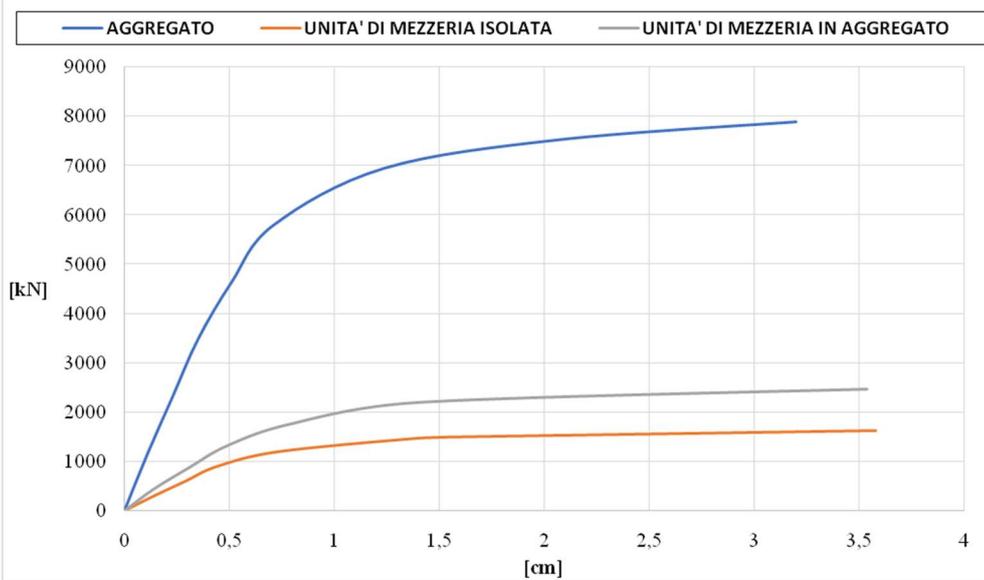
Curve di capacità - Dir. Forze X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale I modo di vibrare



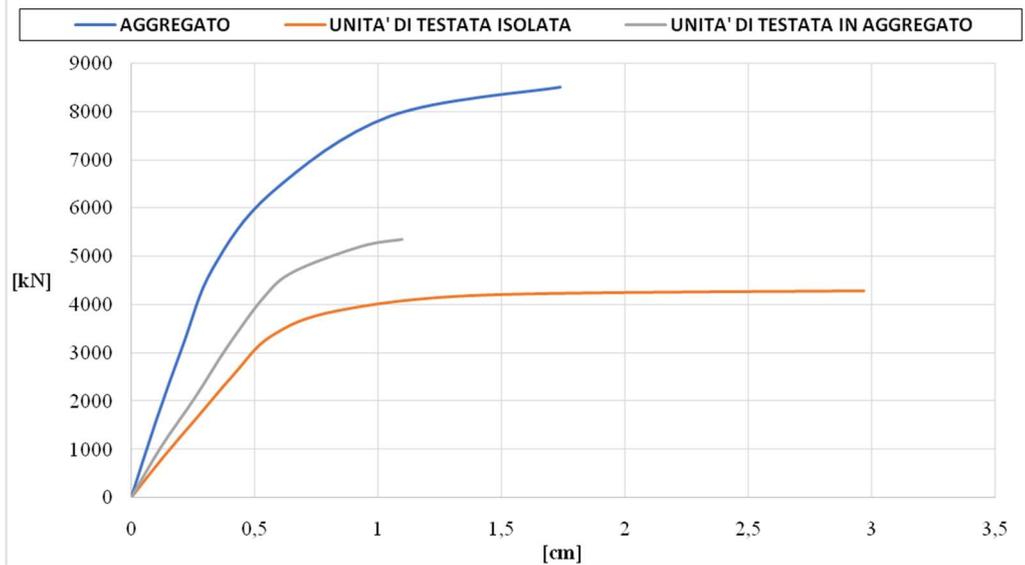
Curve di capacità - Dir. Forze X, combinazione (-X ecc - Y), distribuzione proporzionale I modo di vibrare



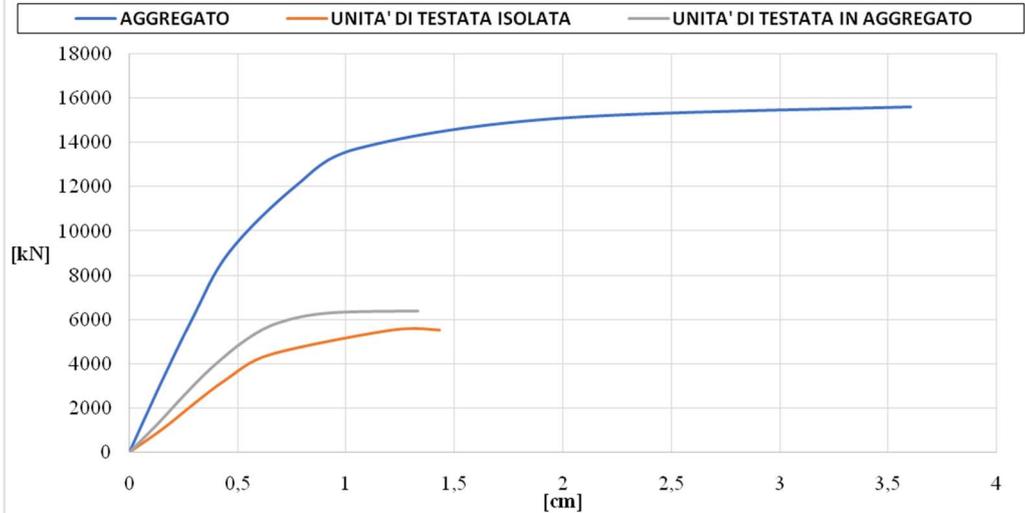
Curve di capacità - Dir. Forze X, combinazione (+X ecc - Y), distribuzione proporzionale I modo di vibrare

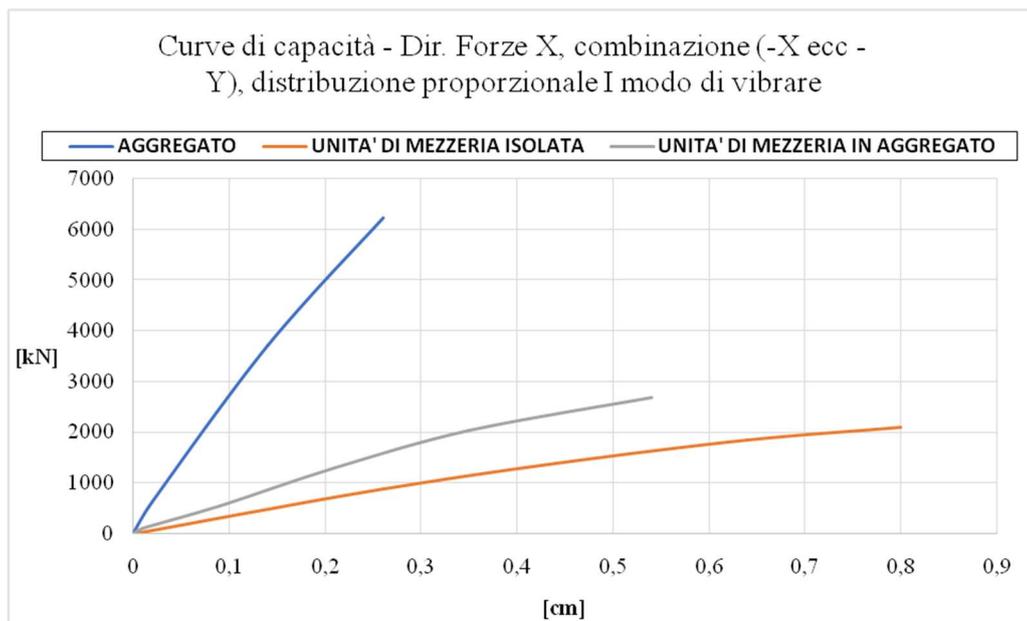
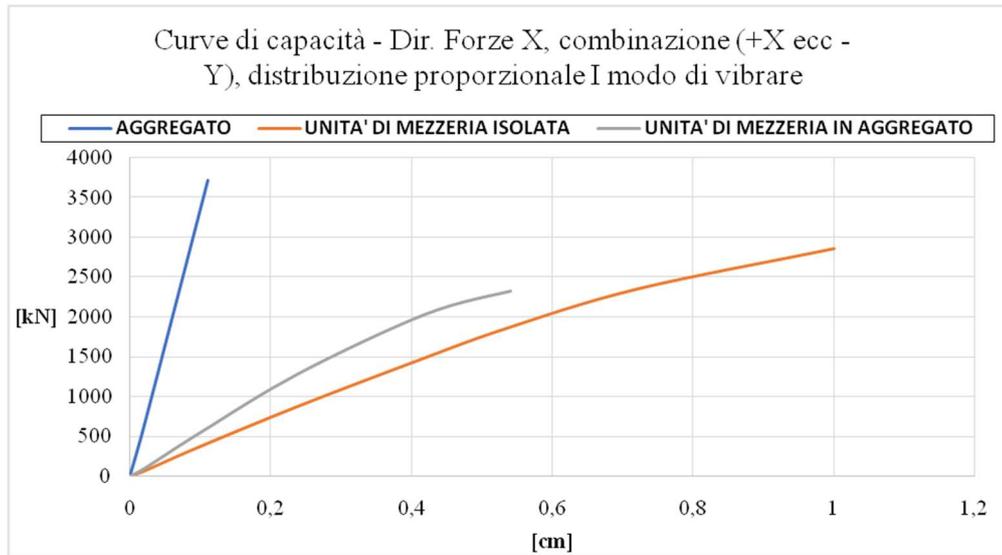


Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale I modo di vibrare

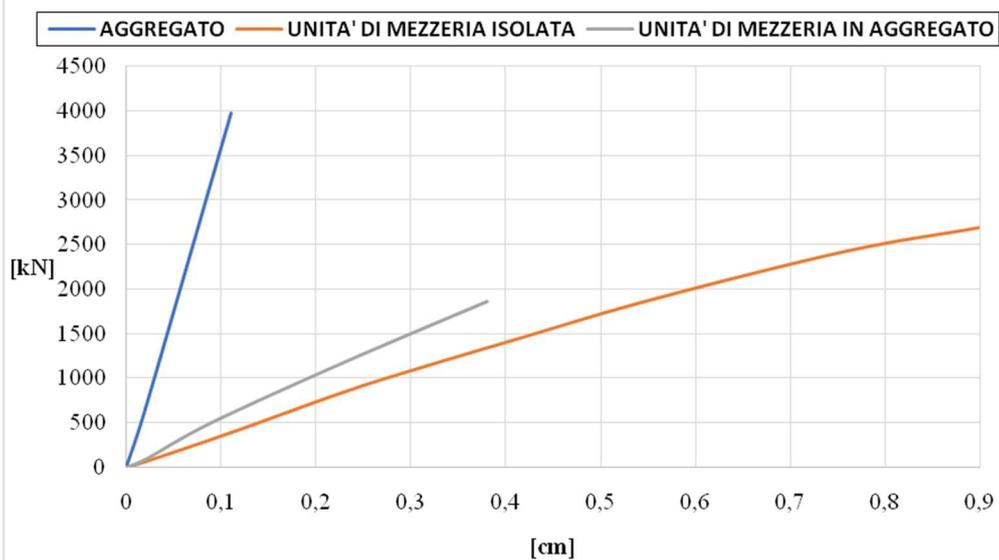


Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc - X), distribuzione proporzionale alle masse

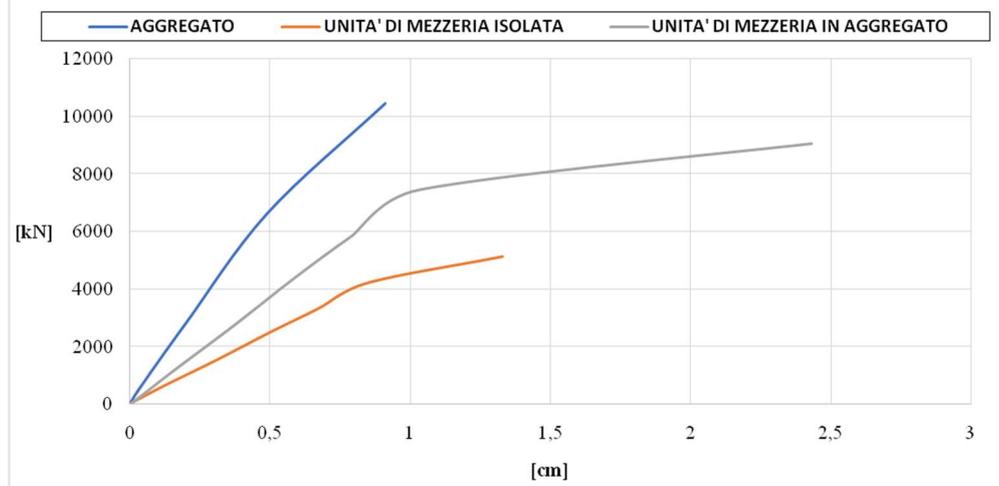




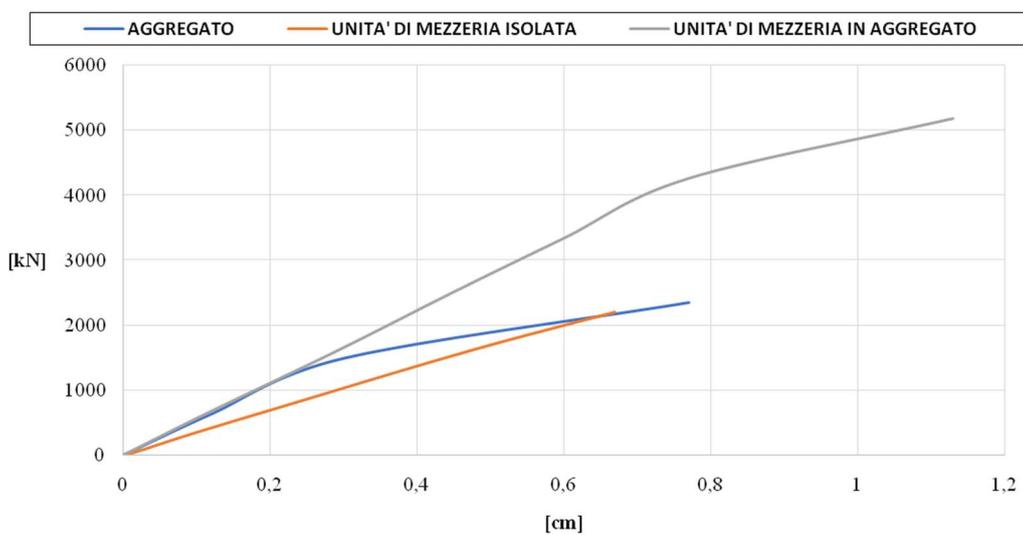
Curve di capacità - Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale I modo di vibrare



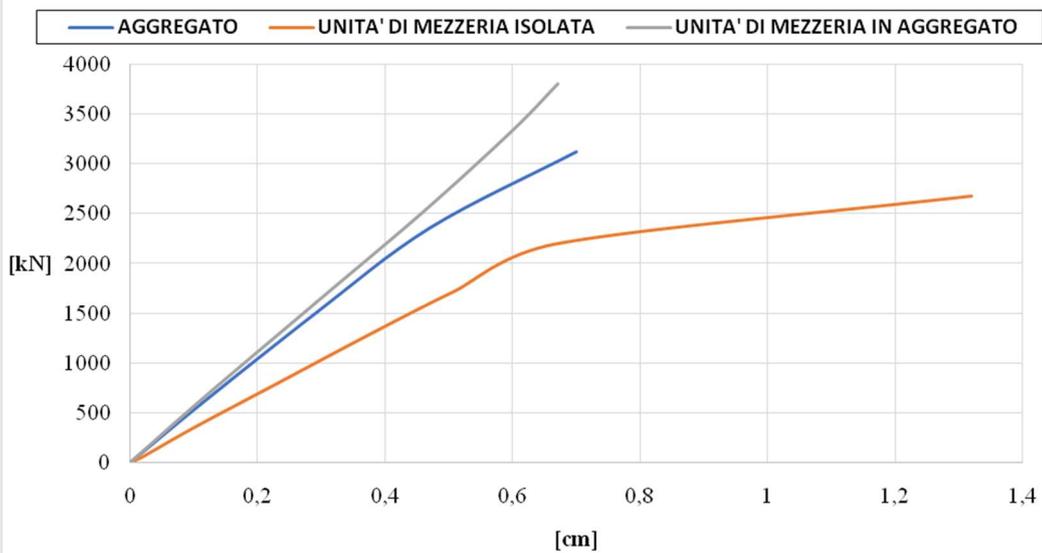
Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale alle masse



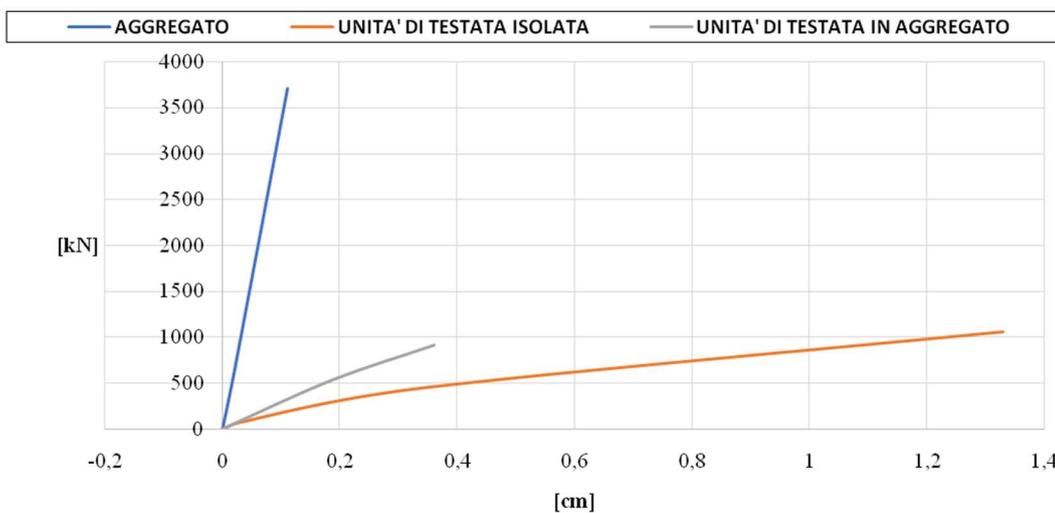
Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



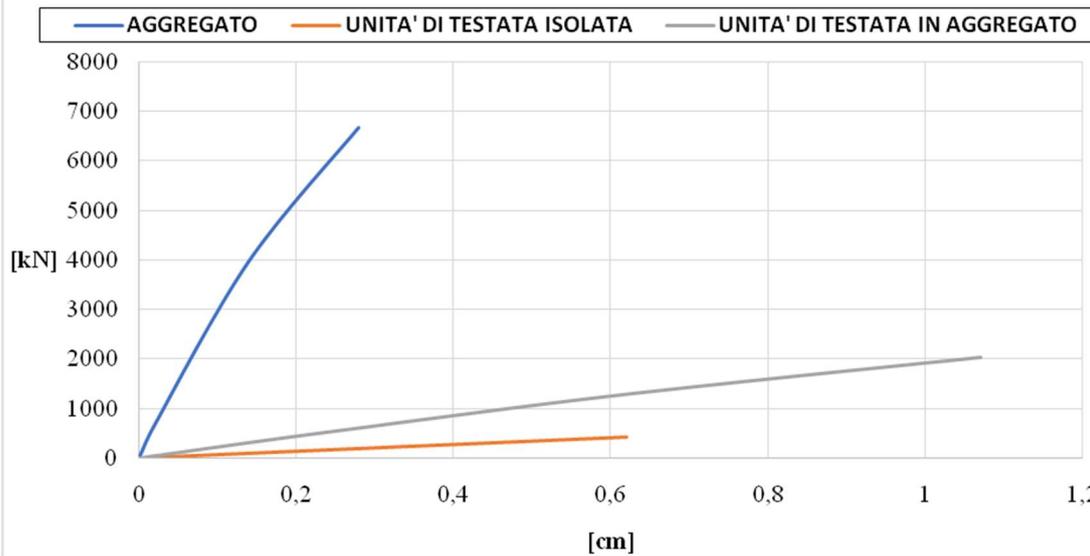
Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



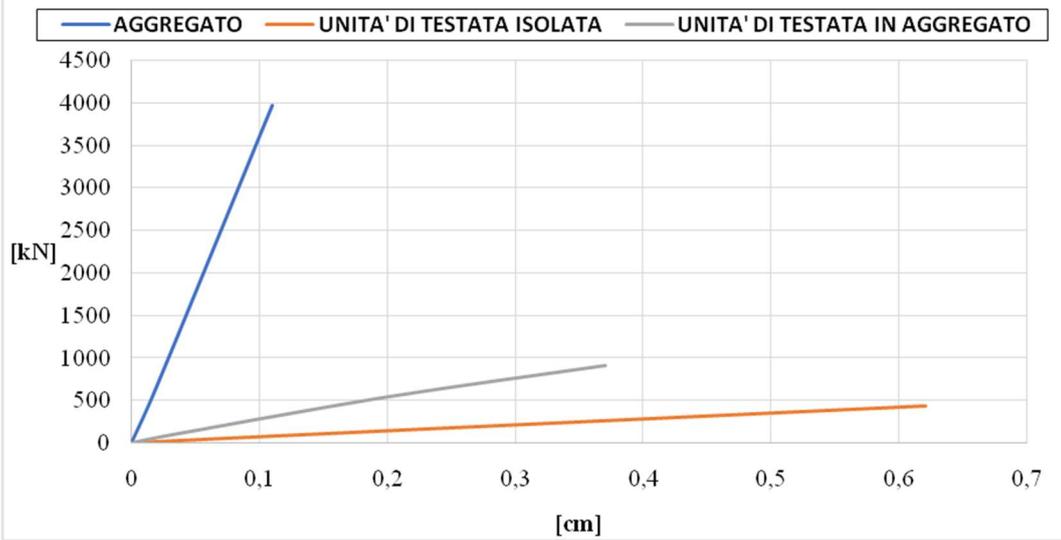
Curve di capacità - Dir. Forze X, combinazione (+X ecc - Y), distribuzione proporzionale I modo



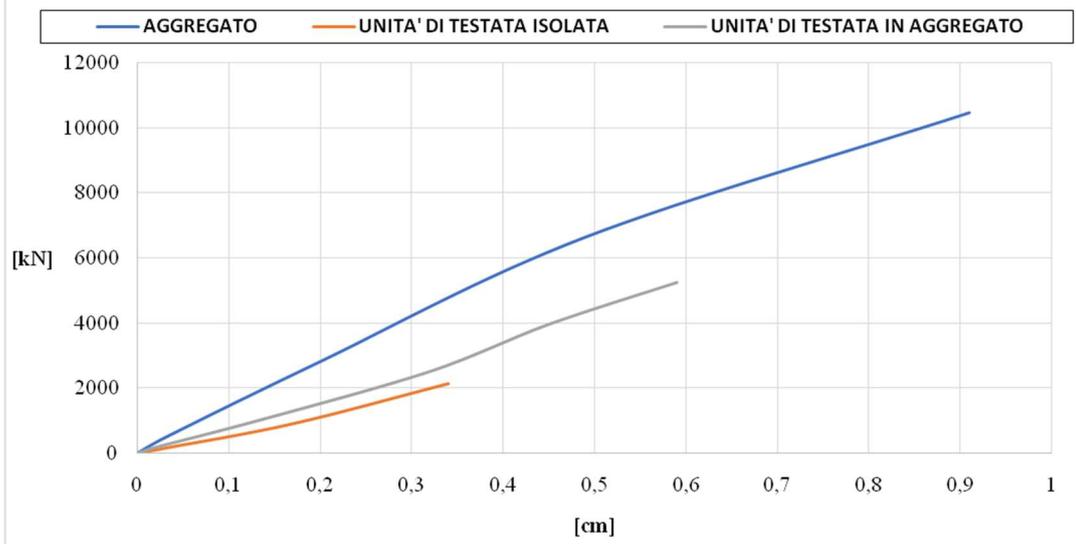
Curve di capacità - Dir. Forze X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale I modo



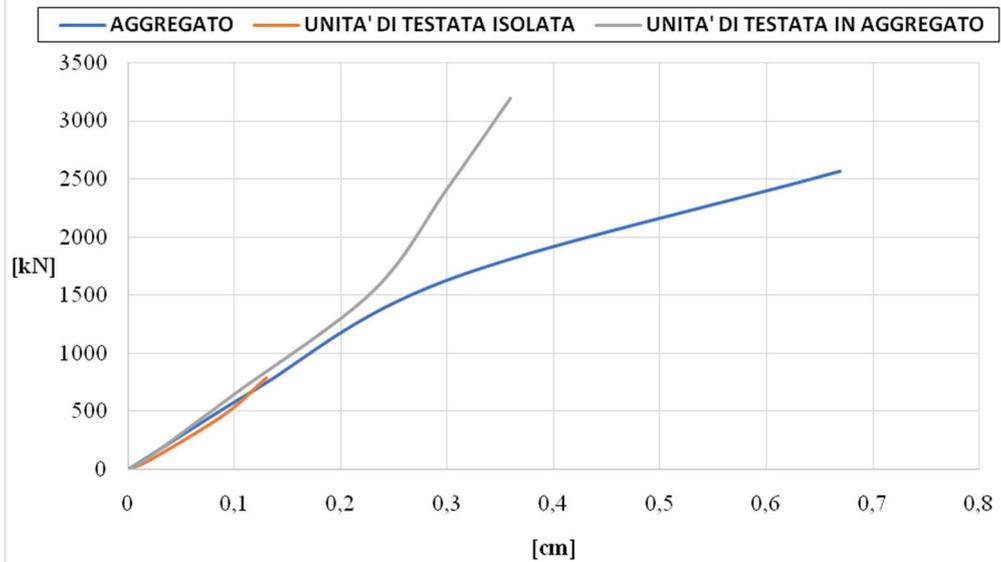
Curve di capacità - Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale I modo



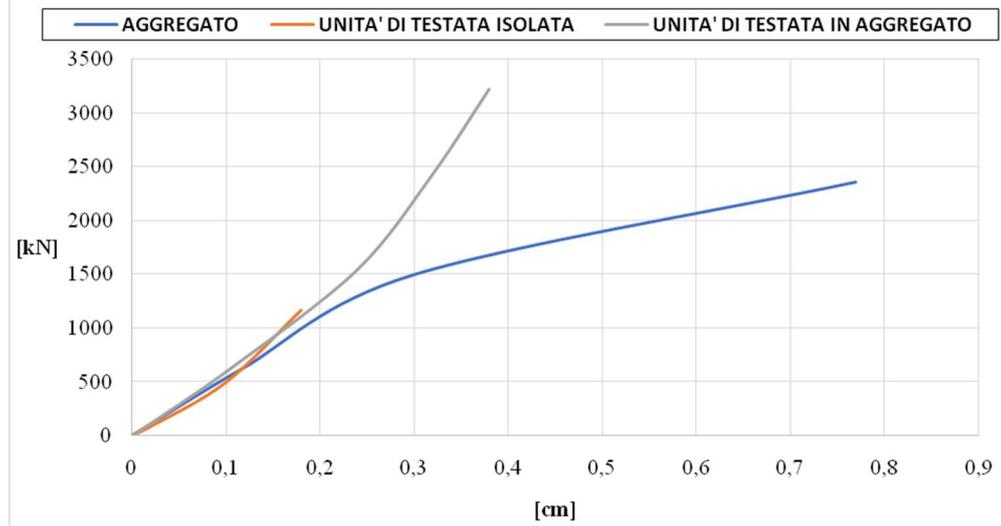
Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale alle masse



Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc - X), distribuzione proporzionale I modo

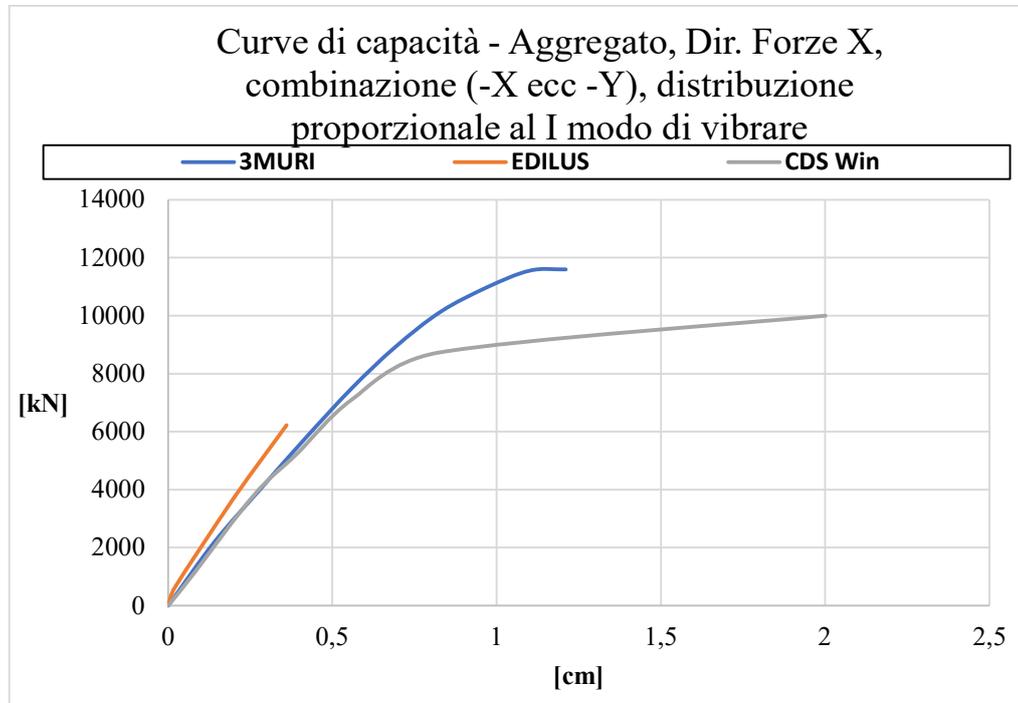


Curve di capacità - Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale I modo

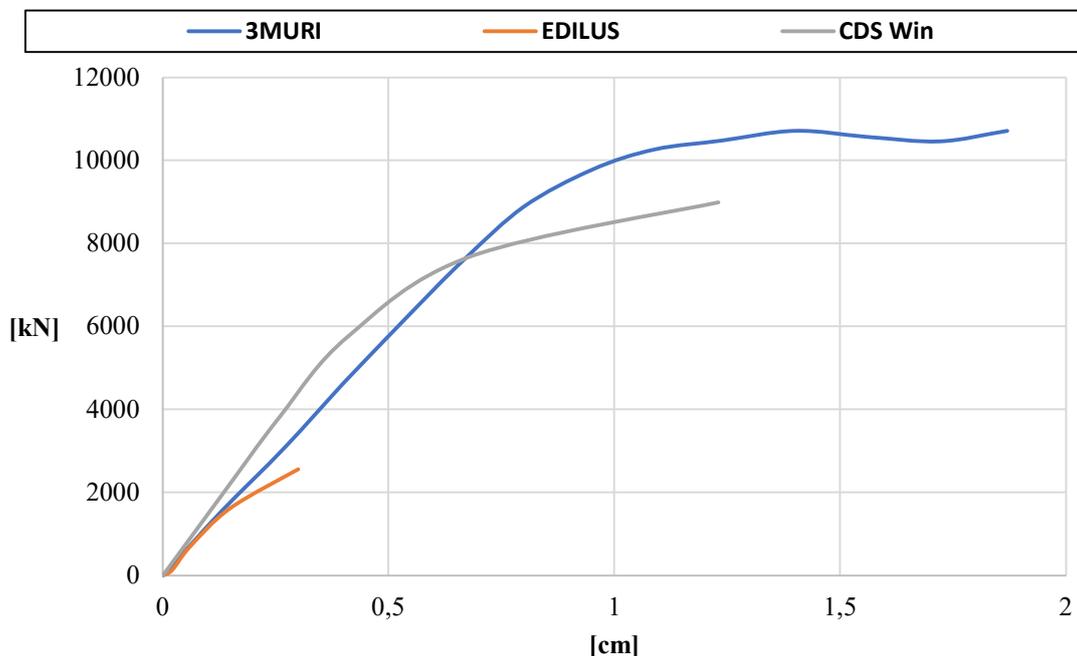


Allegato 2

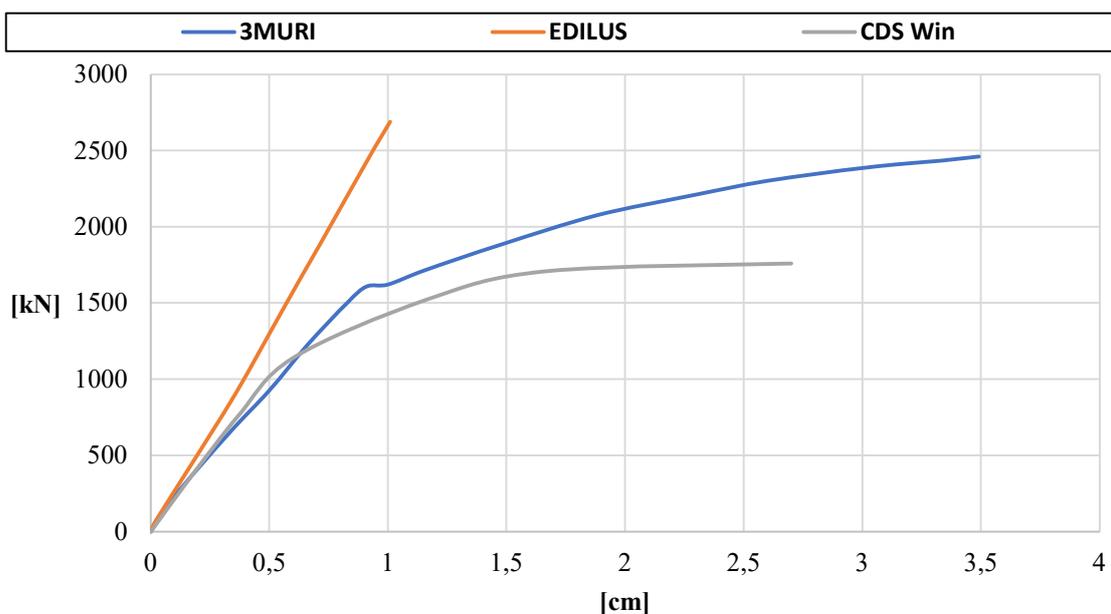
Software di calcolo 3MURI



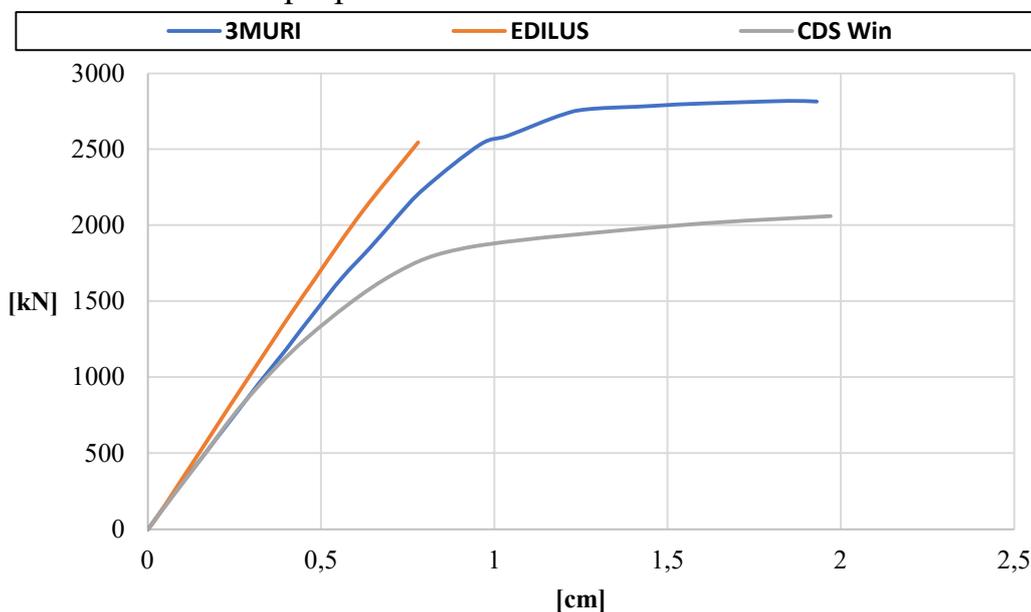
Curve di capacità - Aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



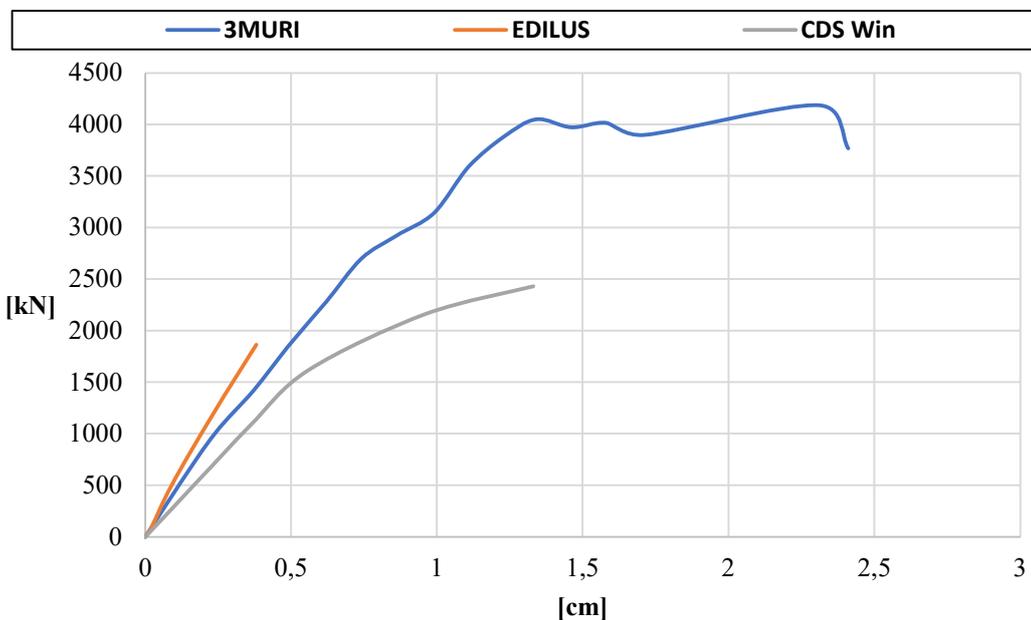
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



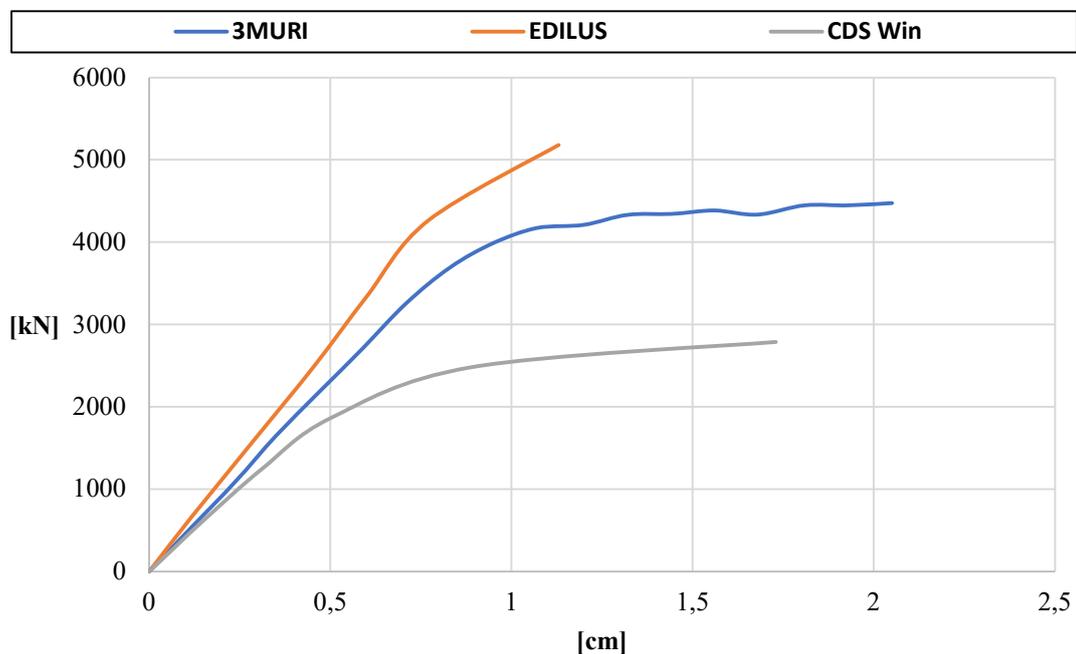
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



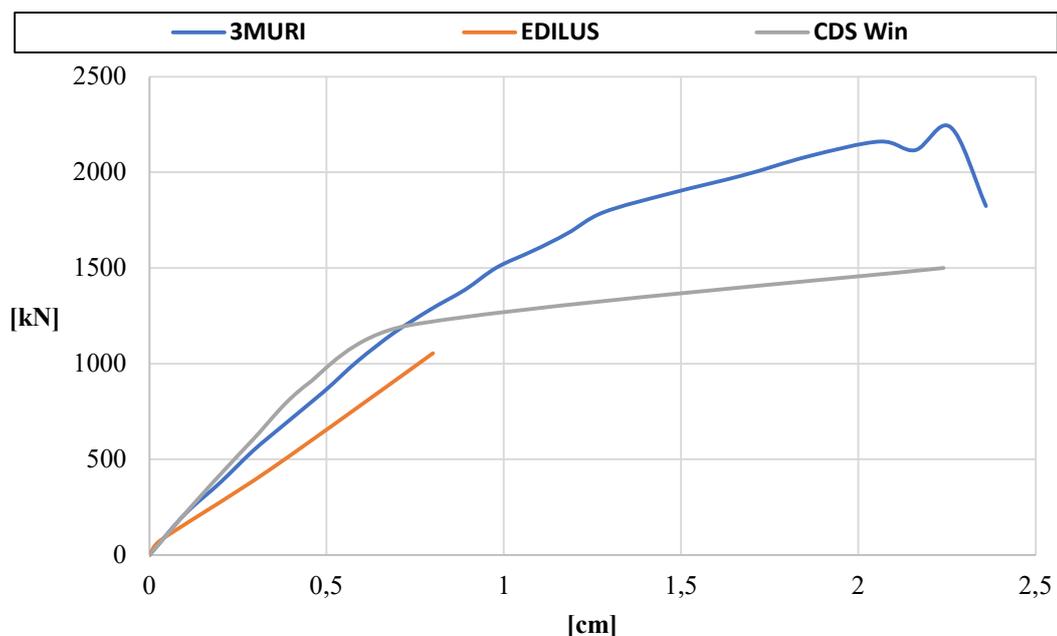
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



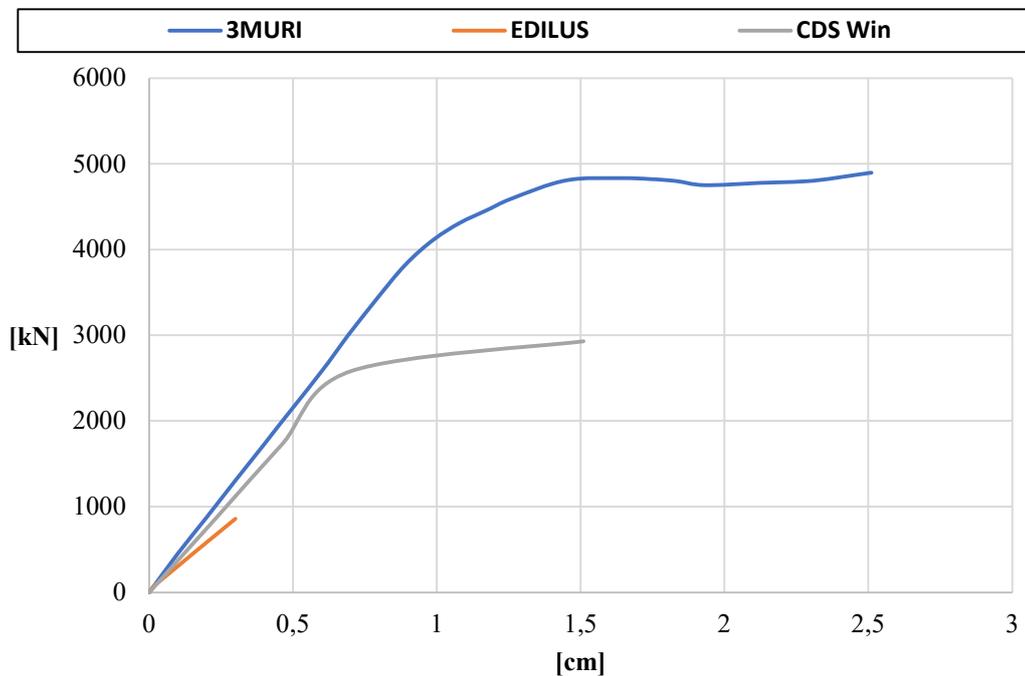
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



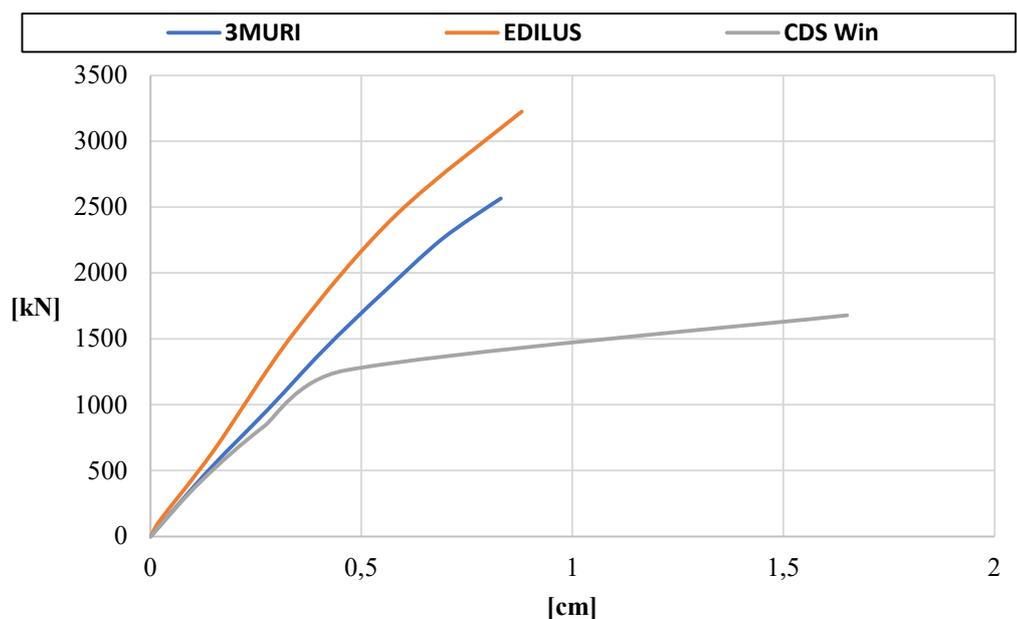
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



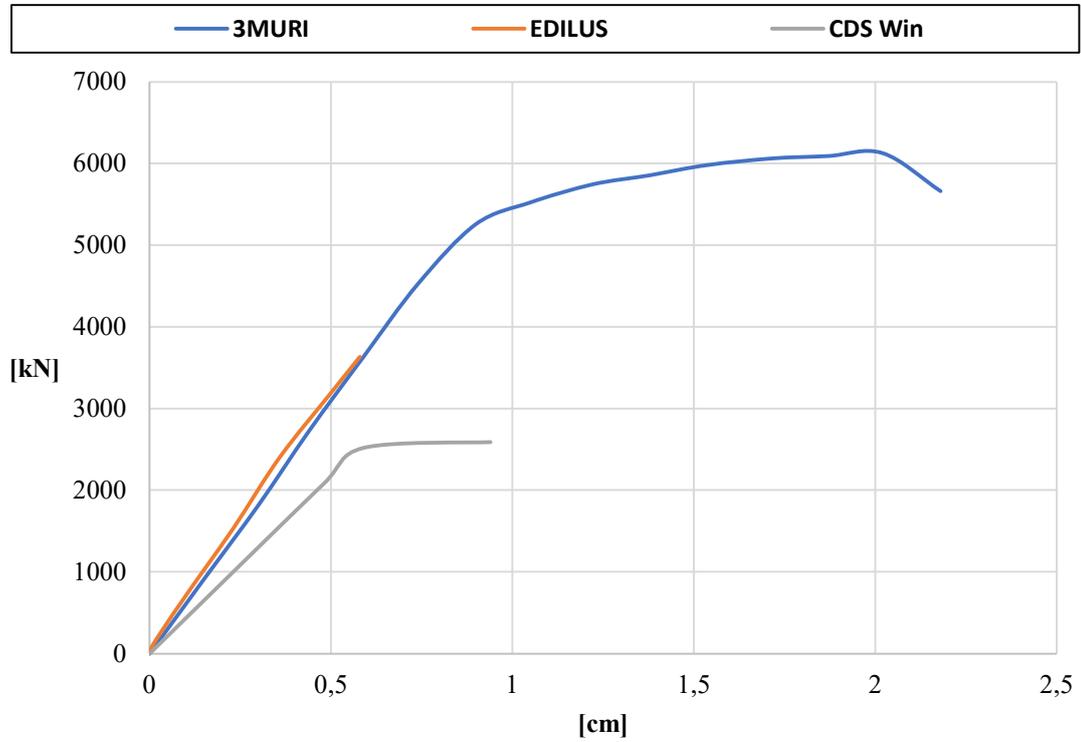
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

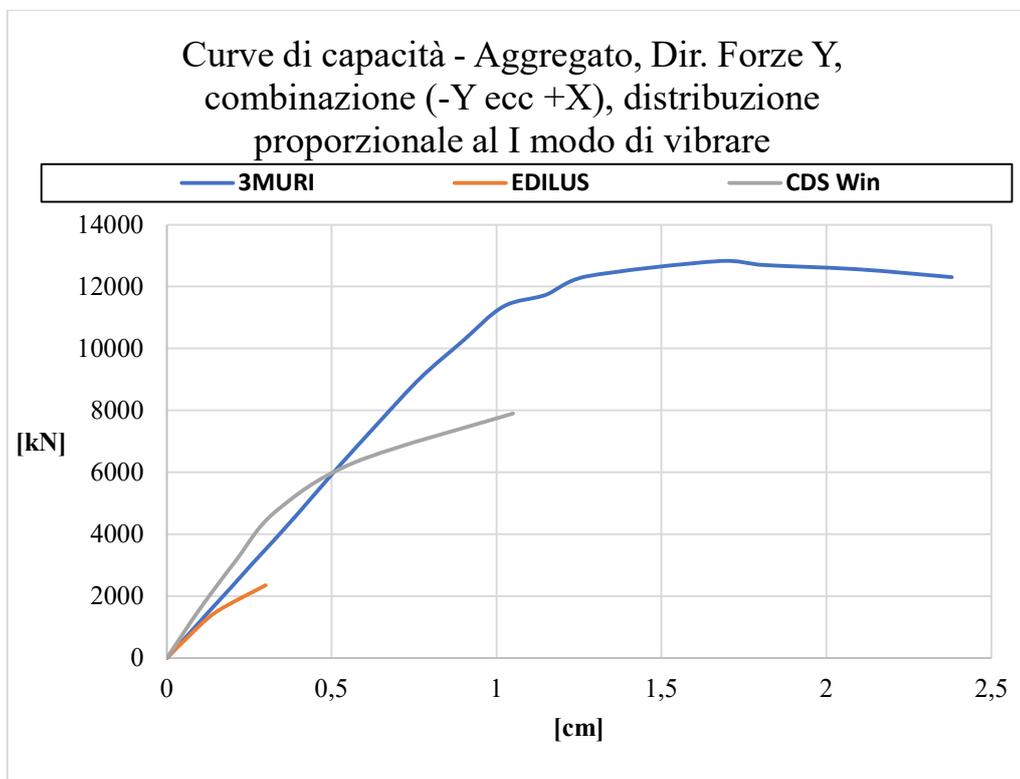
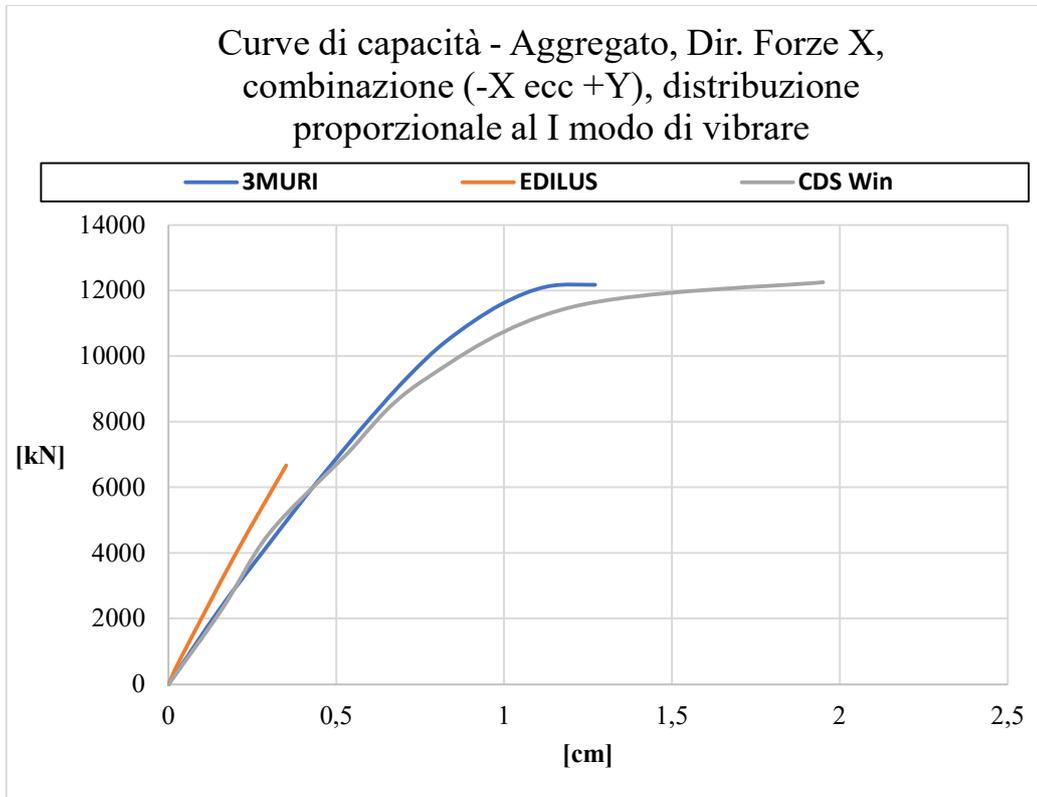


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

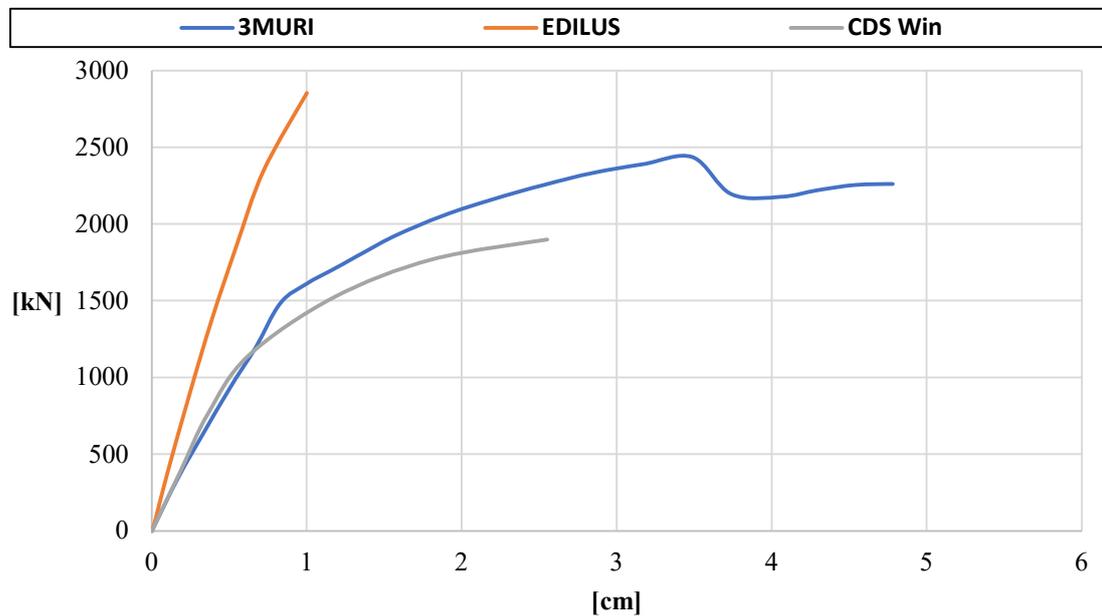


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc -X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

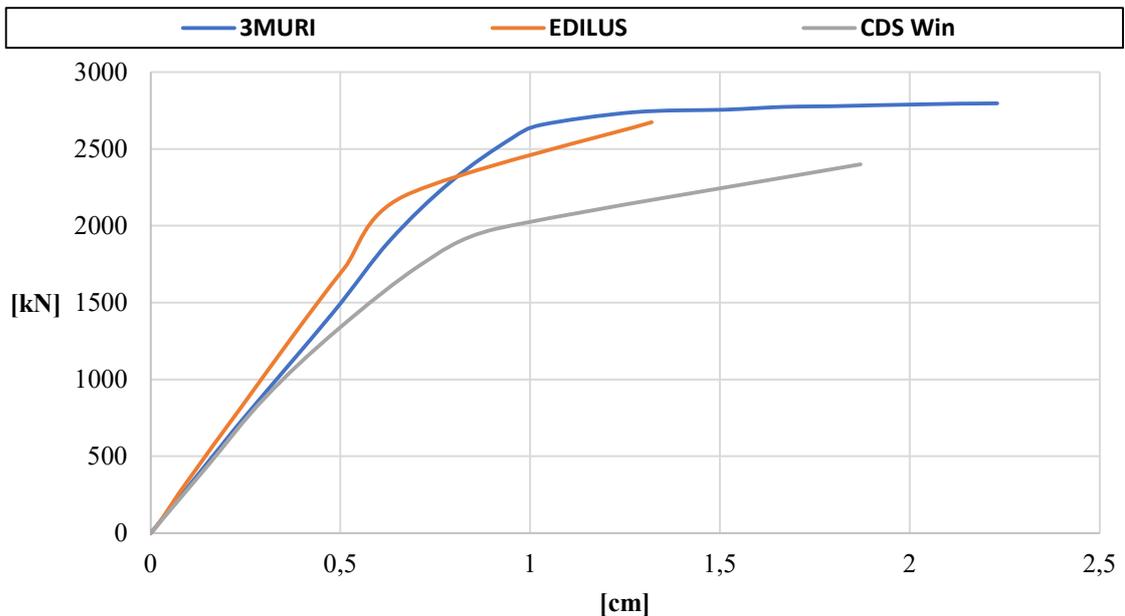




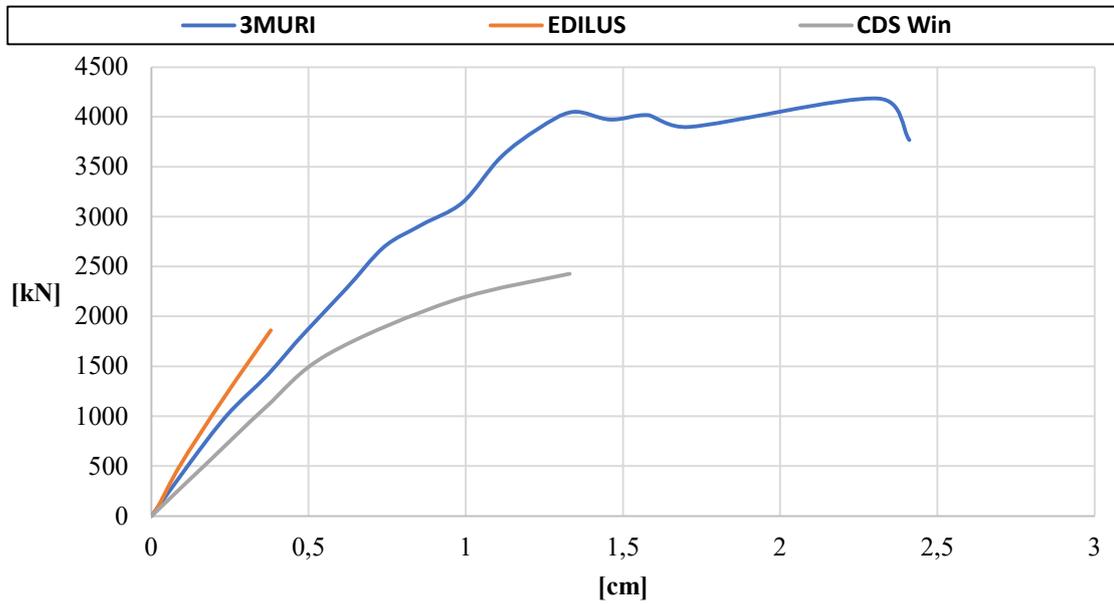
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



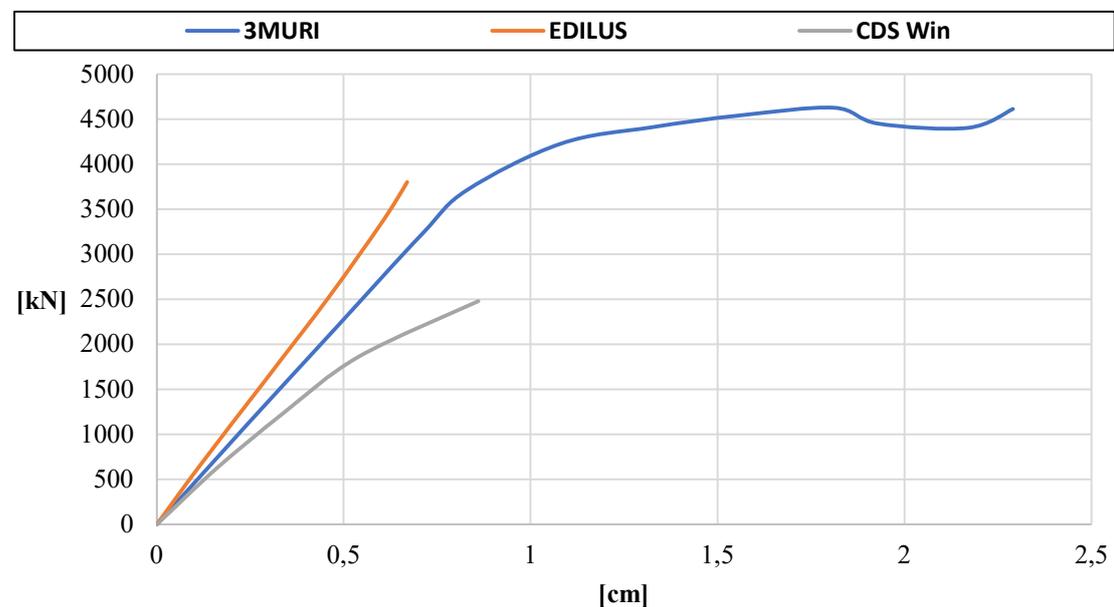
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



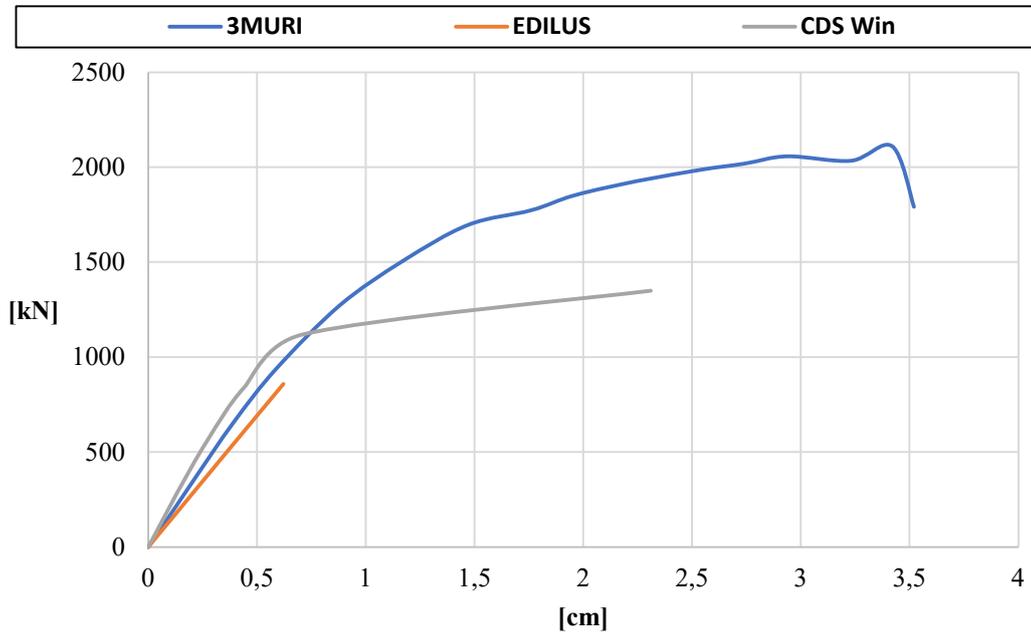
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



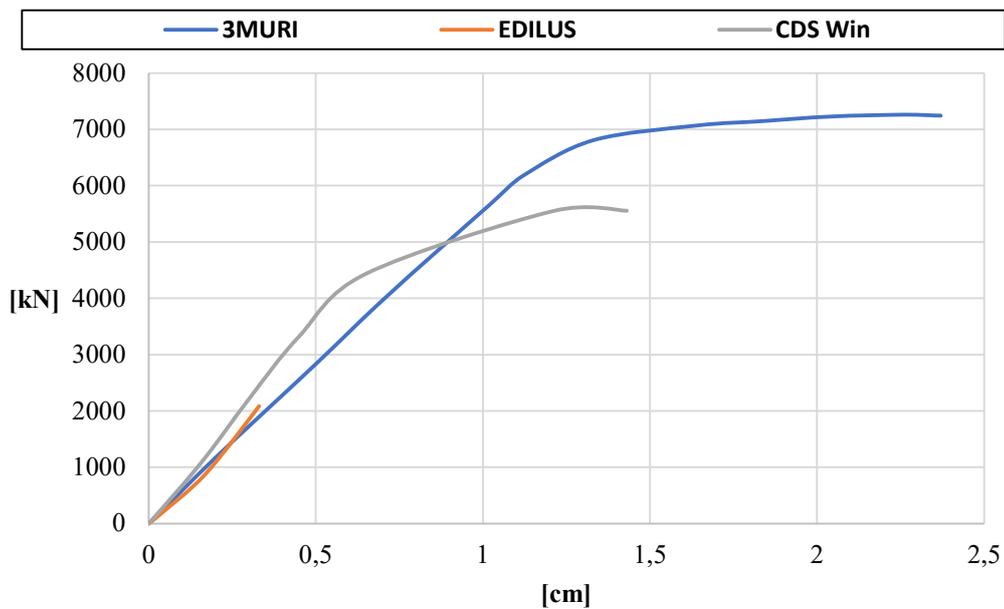
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



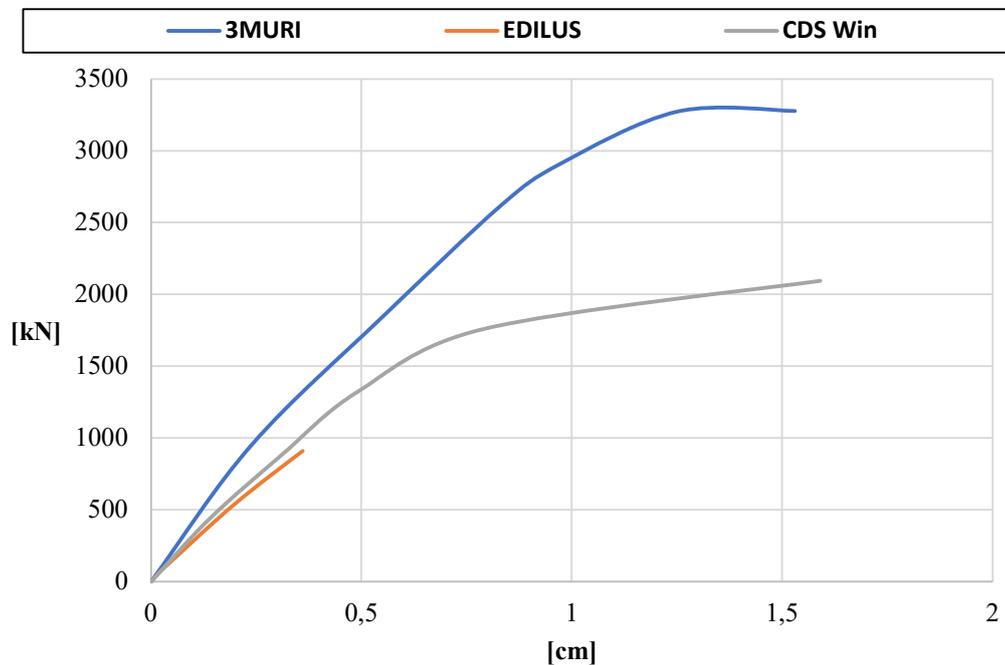
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



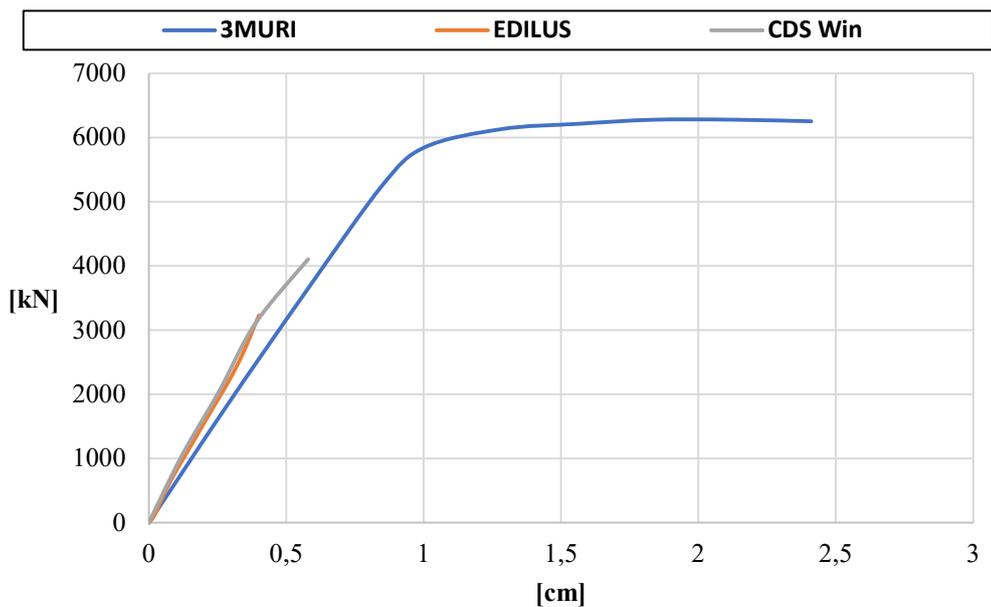
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

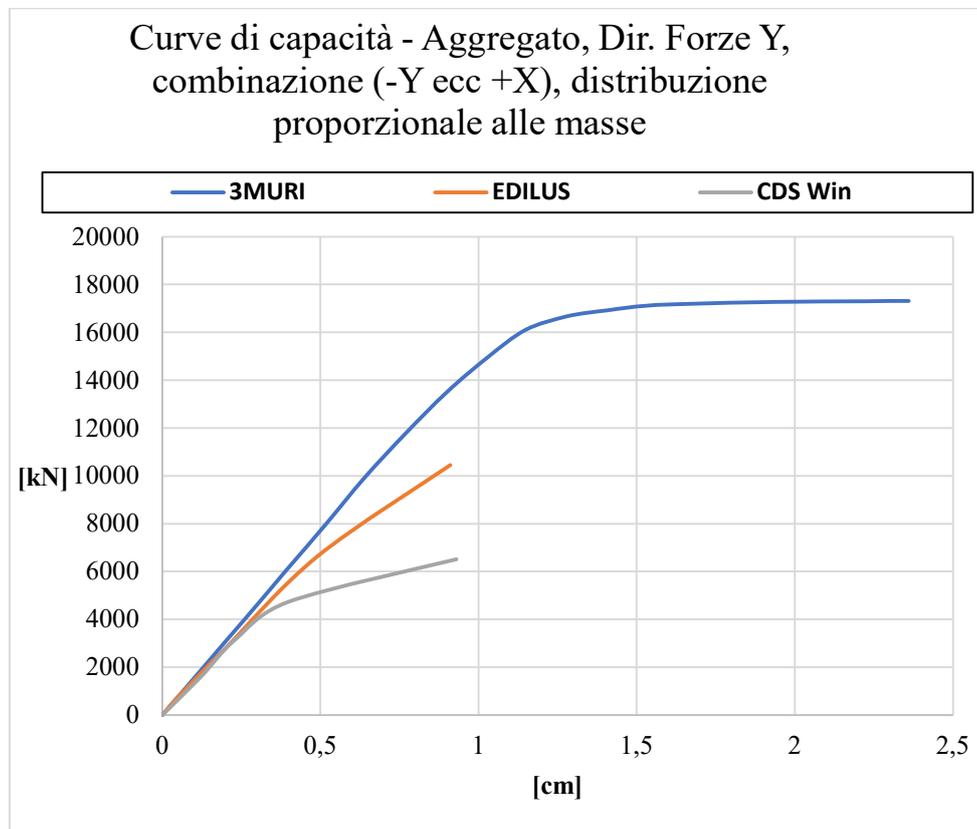
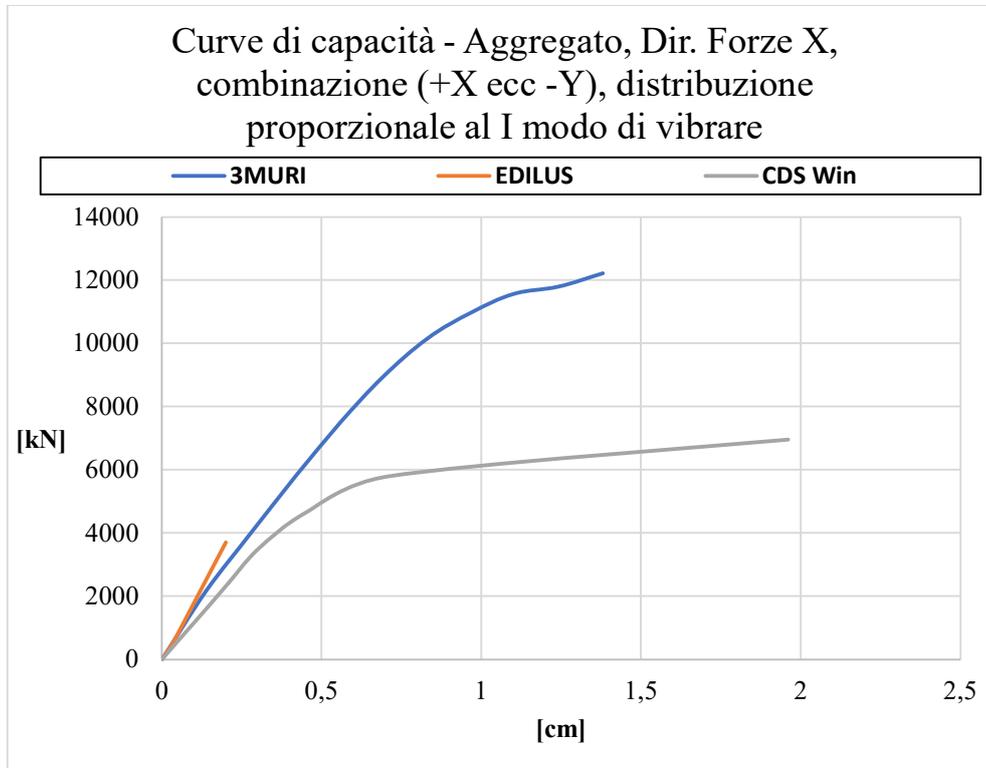


Curve di capacità - Unità di testa in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

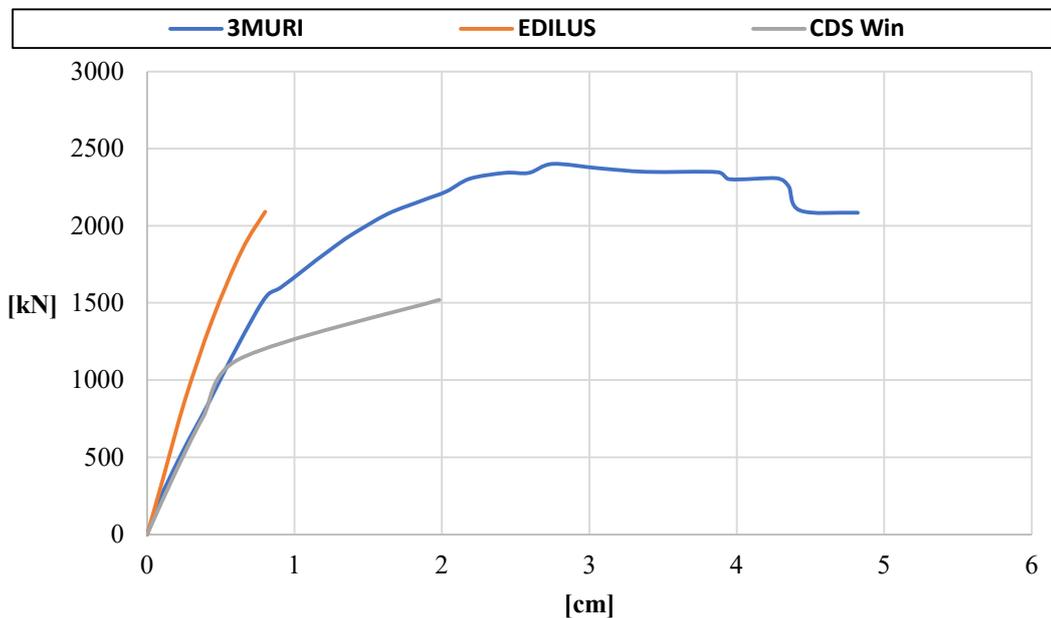


Curve di capacità - Unità di testa in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

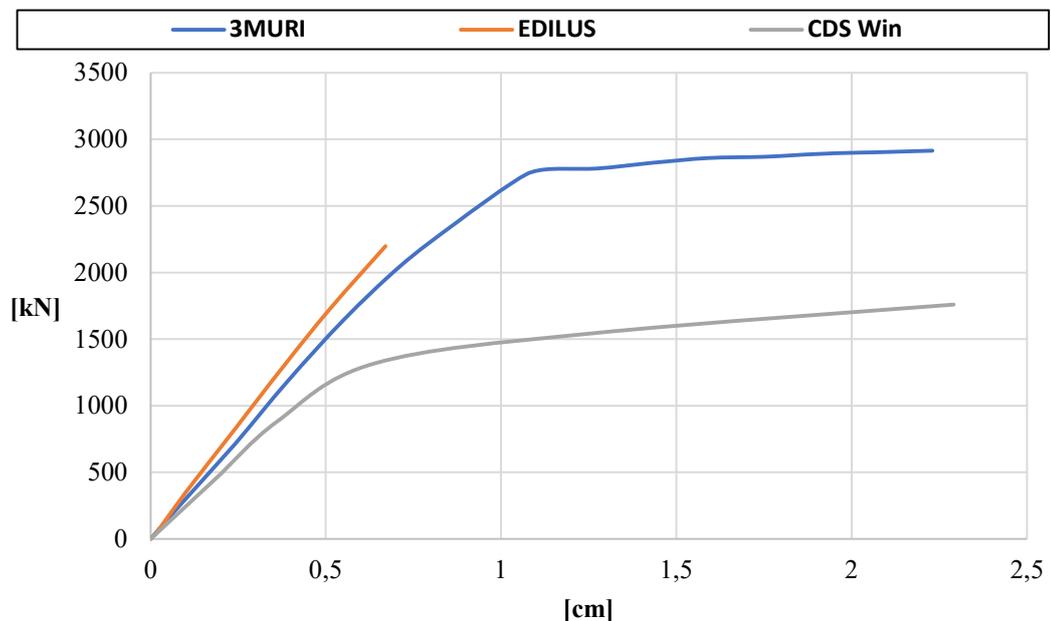




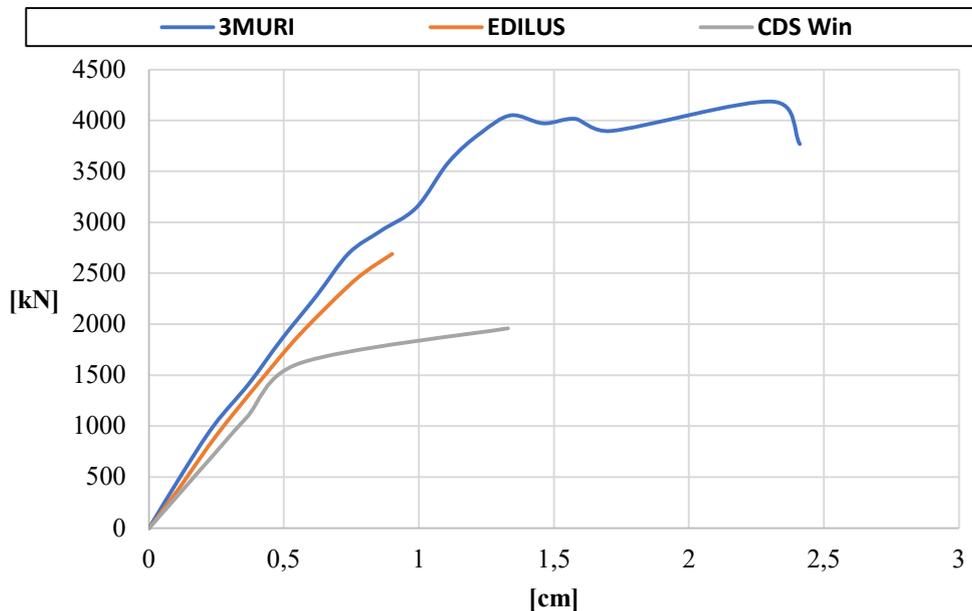
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



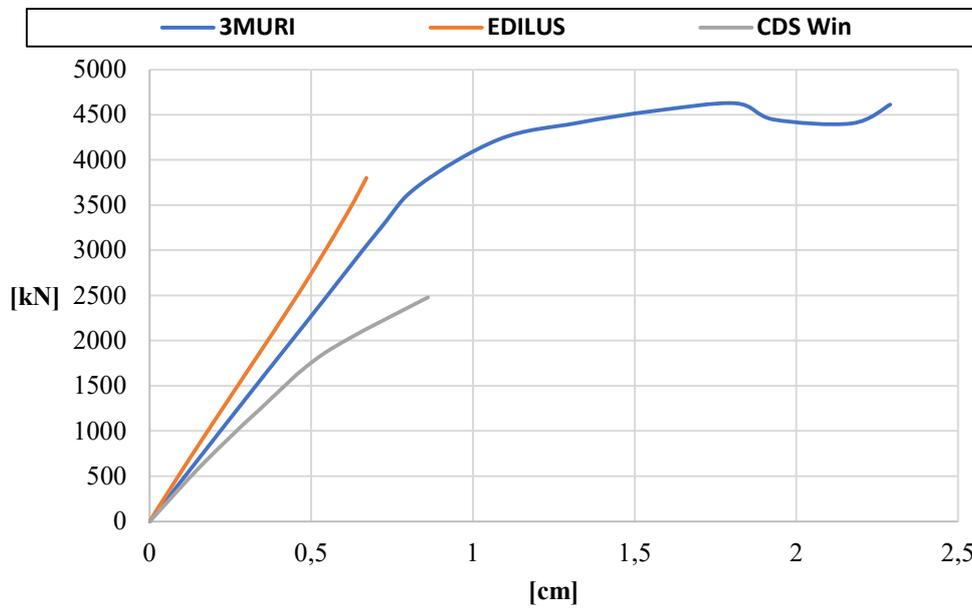
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



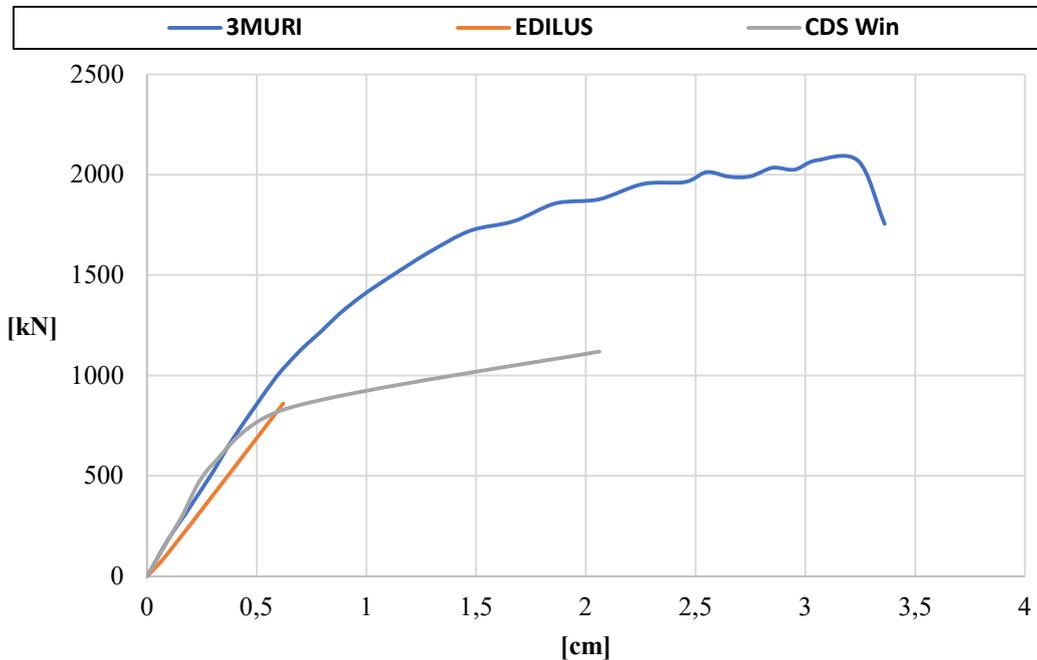
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato,
Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y),
distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



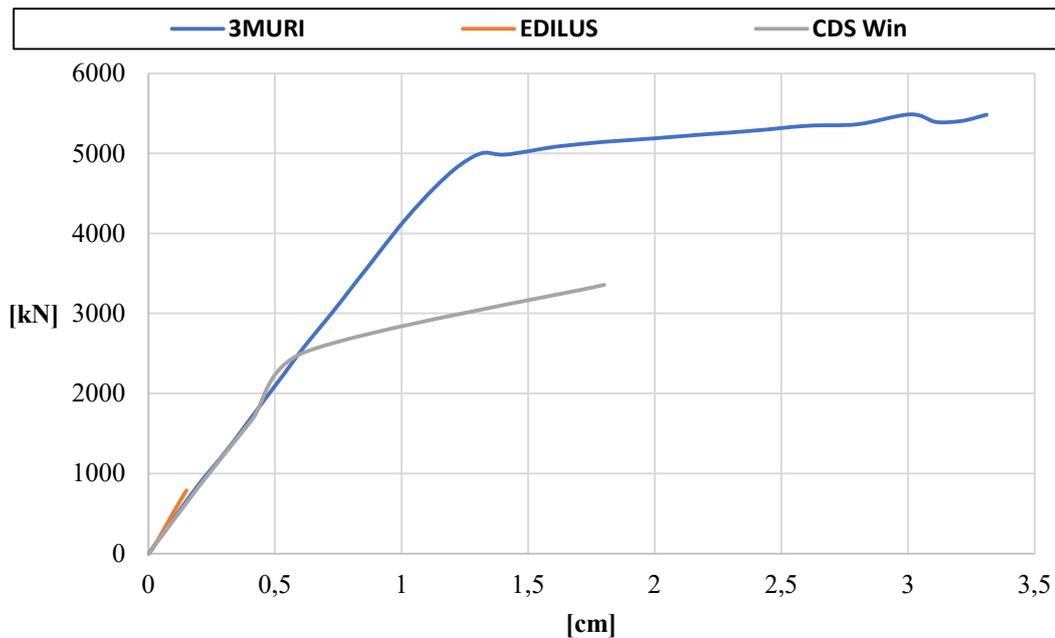
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato,
Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X),
distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



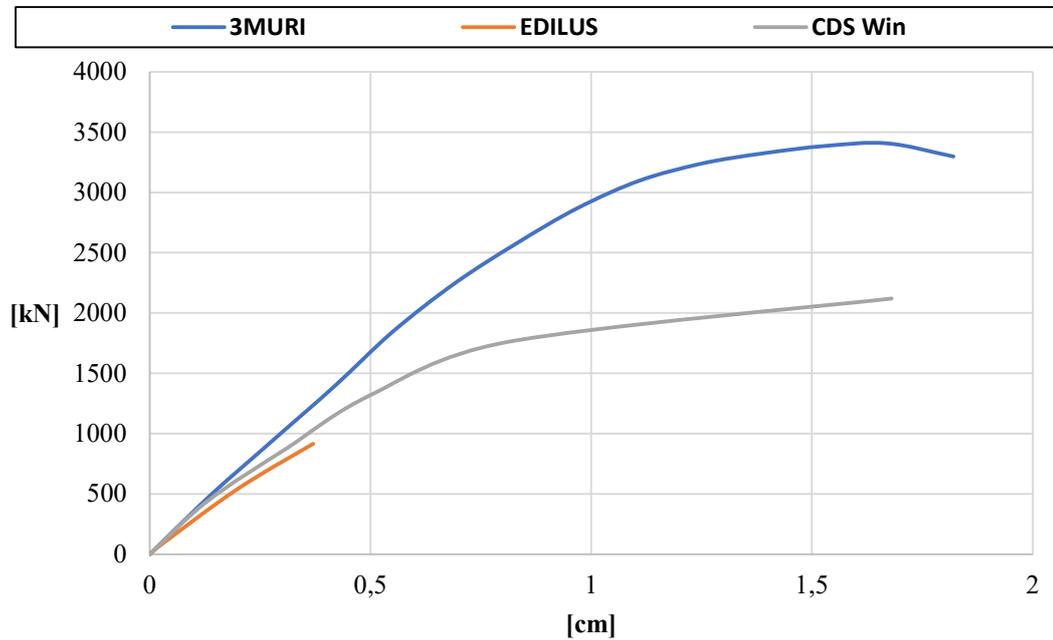
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



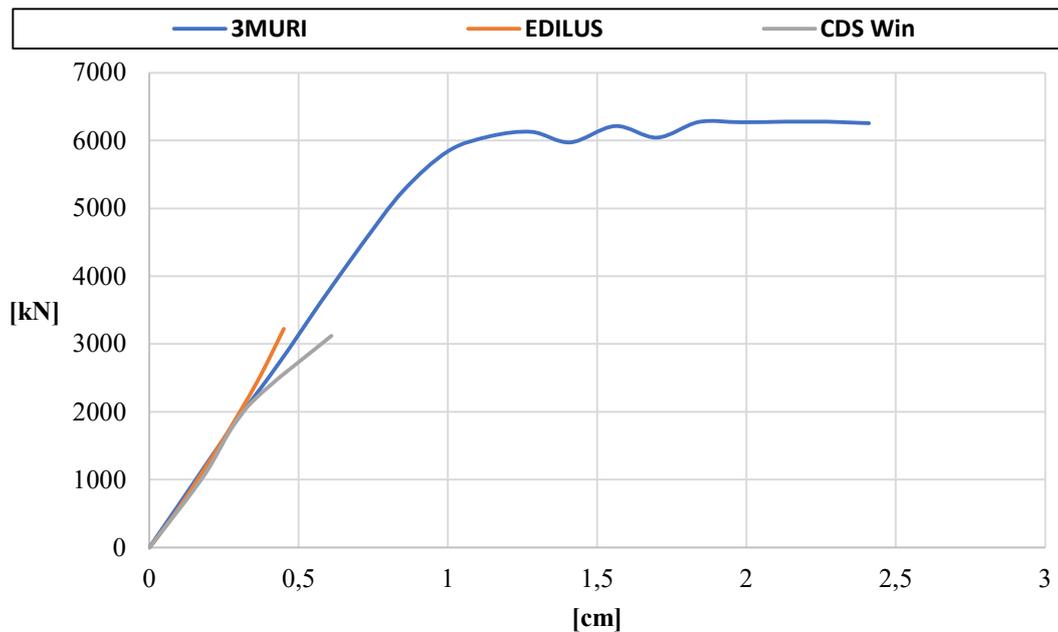
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

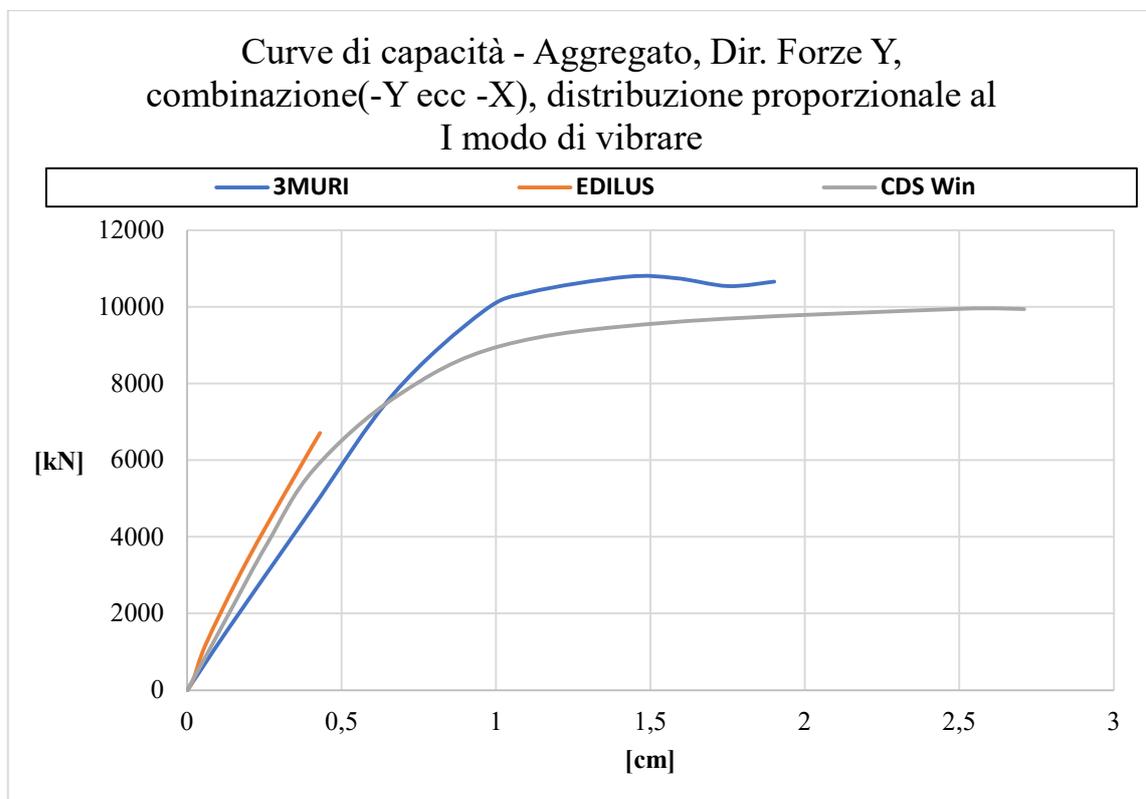
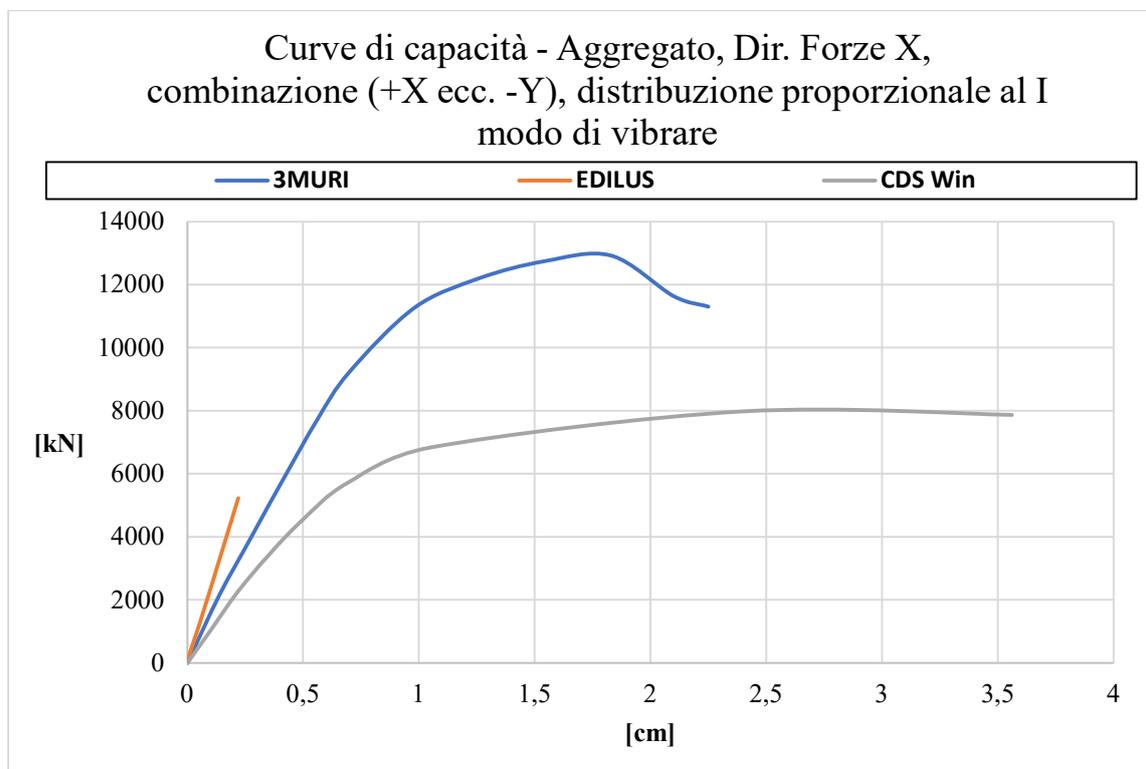


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

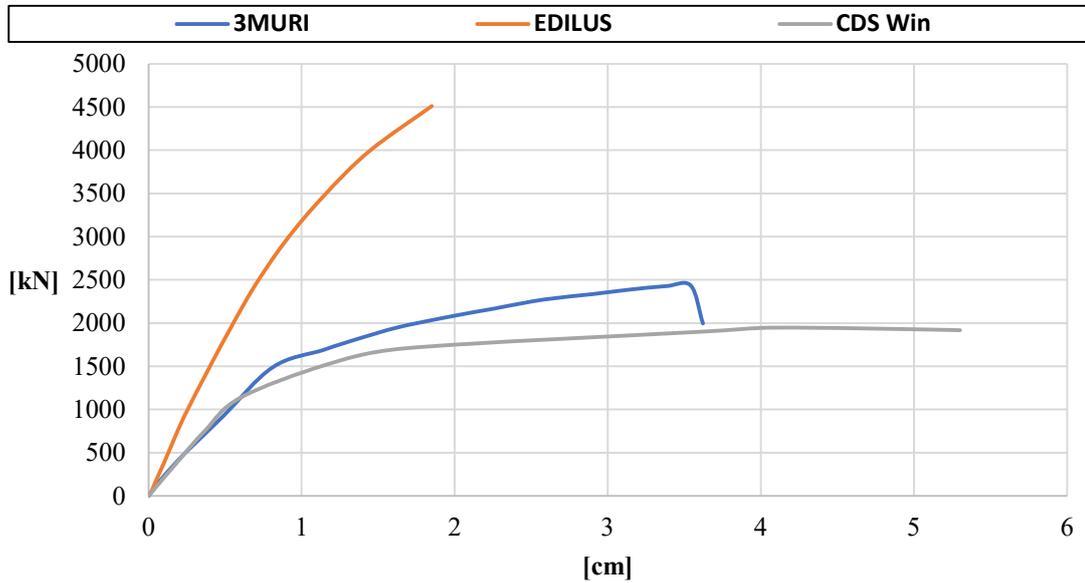


Allegato 3

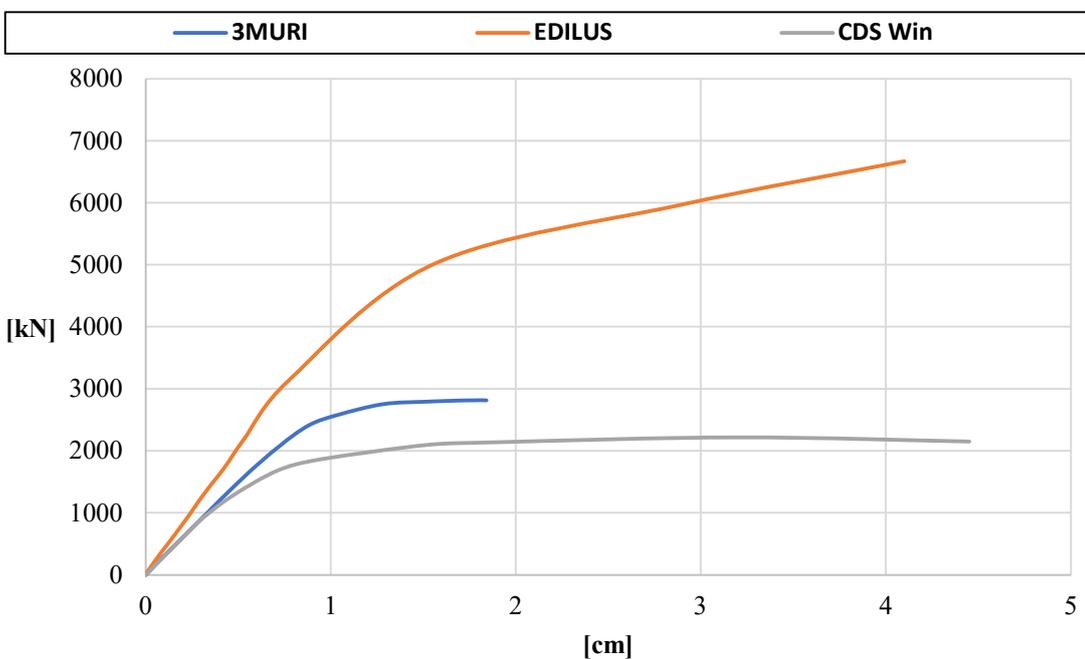
software di calcolo 3MURI



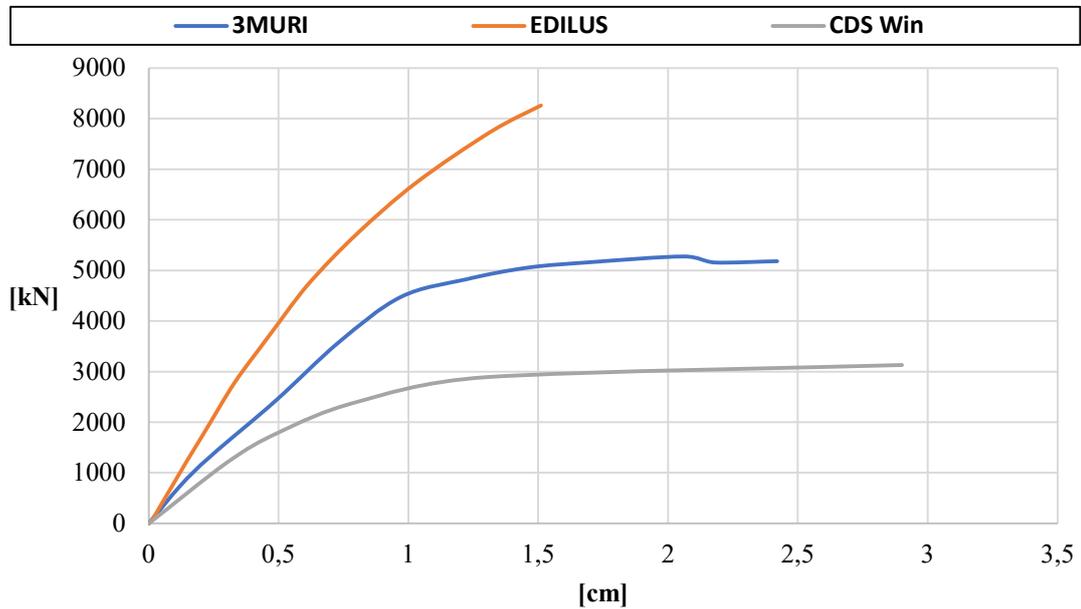
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



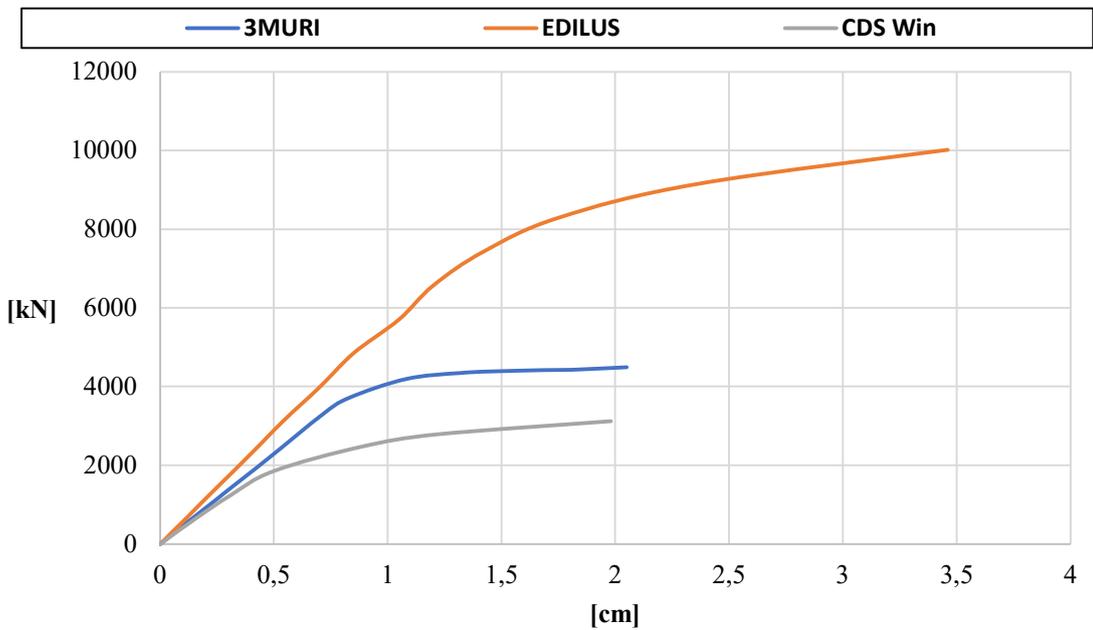
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



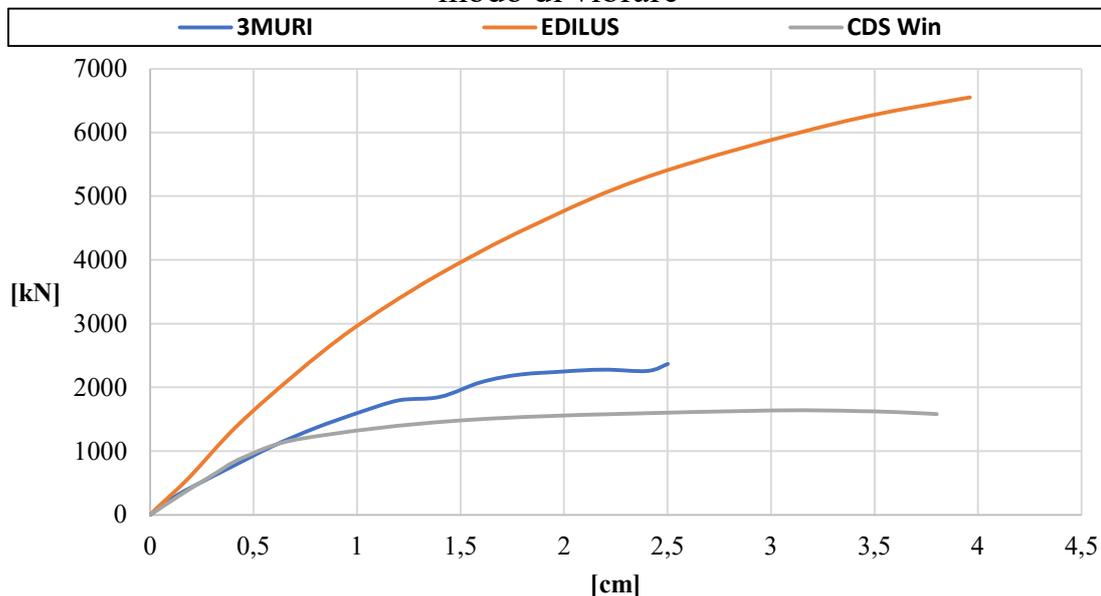
Curve di capacità - unità di mezzeria in aggregato, Dir.
 Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione
 proporzionale al I modo di vibrare



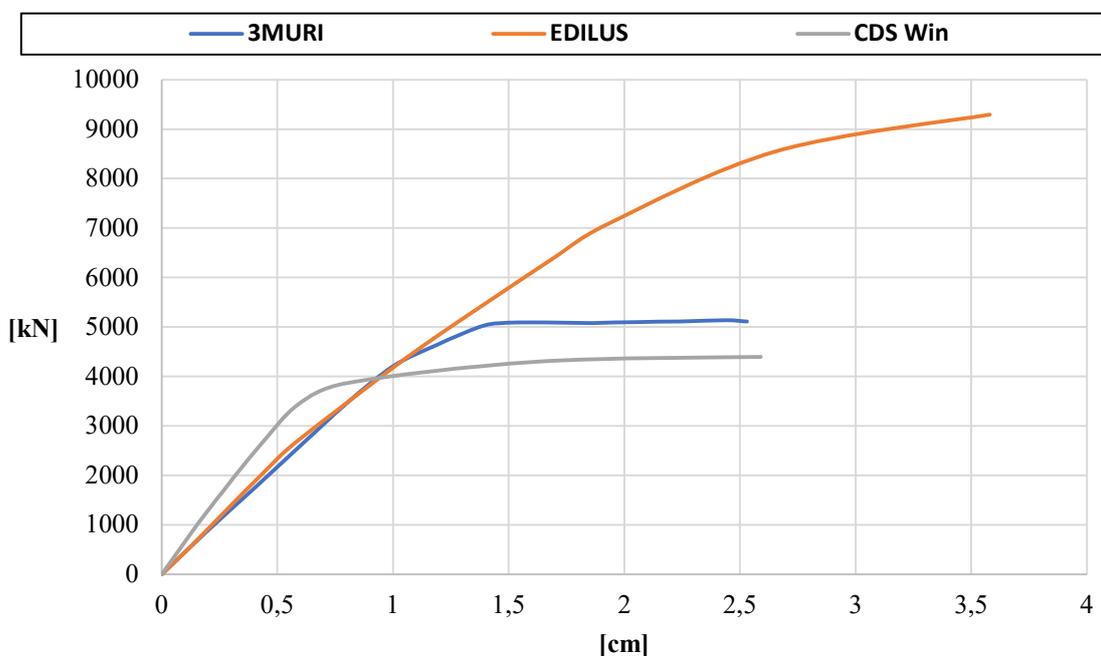
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
 Forze Y, combinazione (-Y ecc. +X), distribuzione
 proporzionale al I modo di vibrare



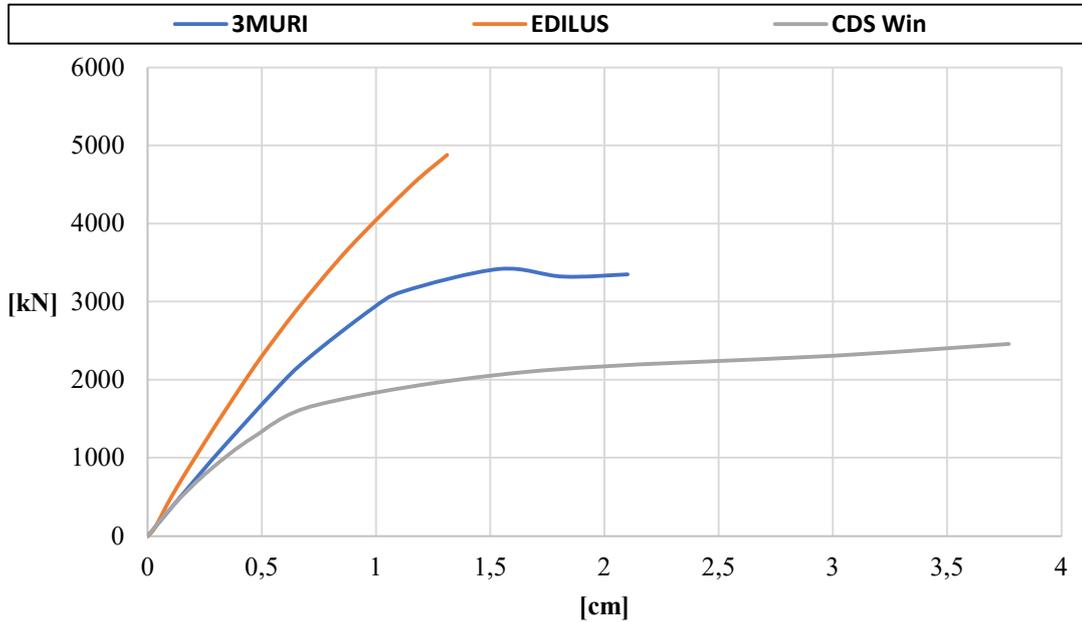
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X,
 combinazione (+x ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I
 modo di vibrare



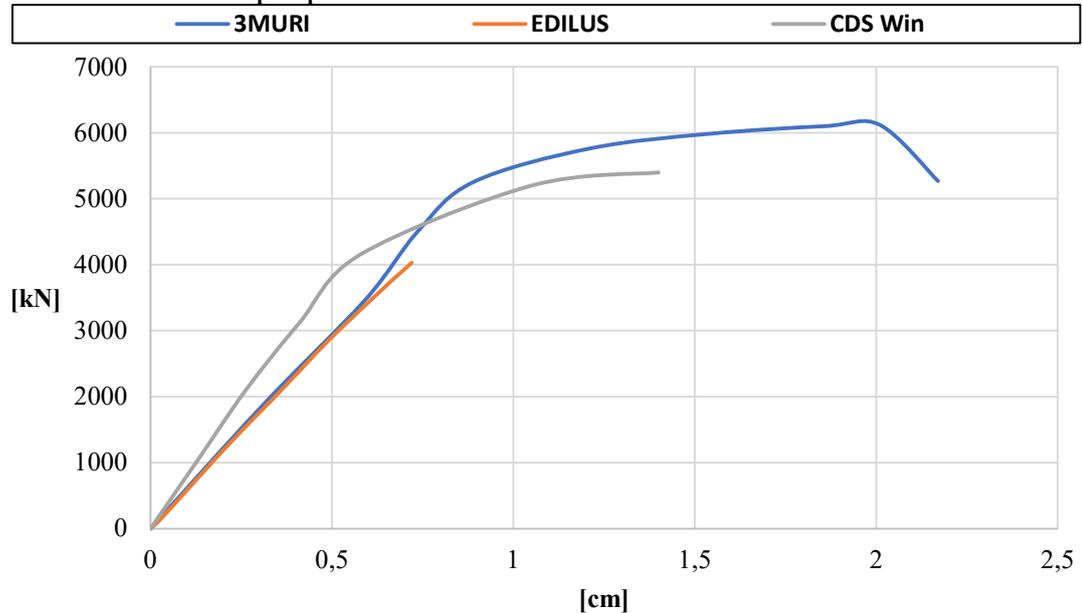
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y,
 combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale al
 I modo di vibrare

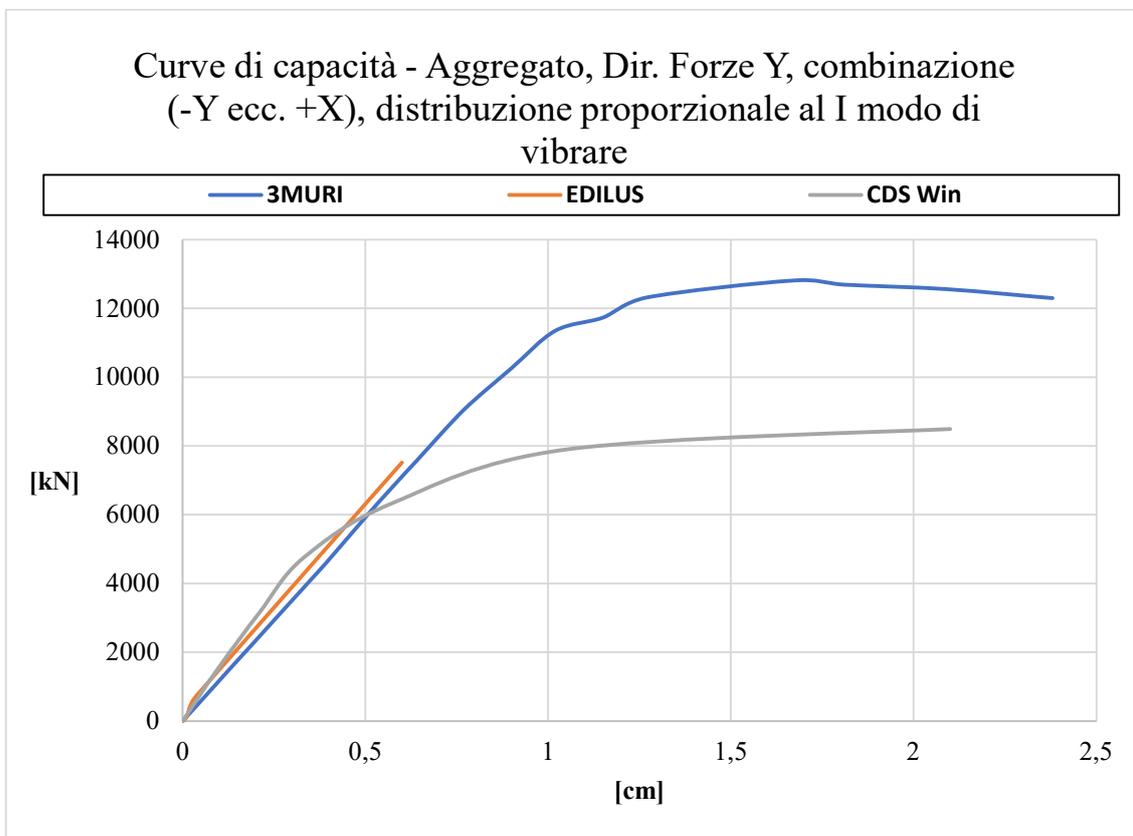
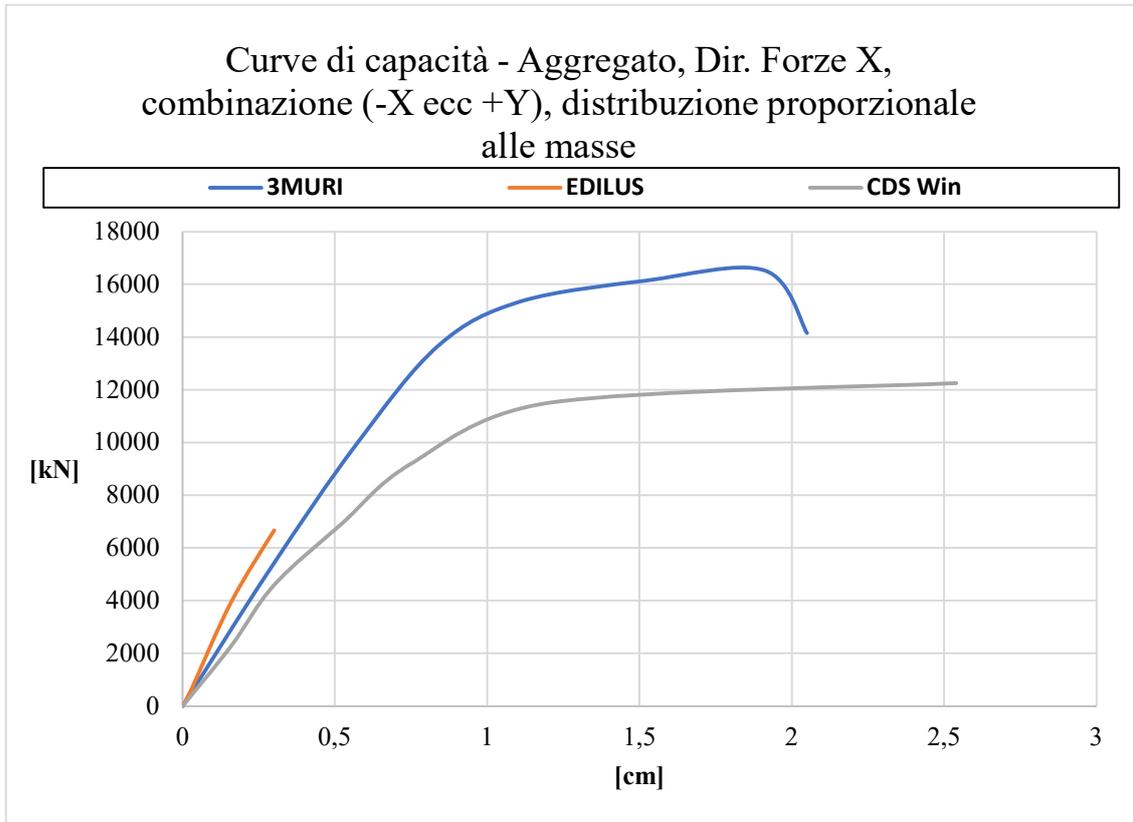


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

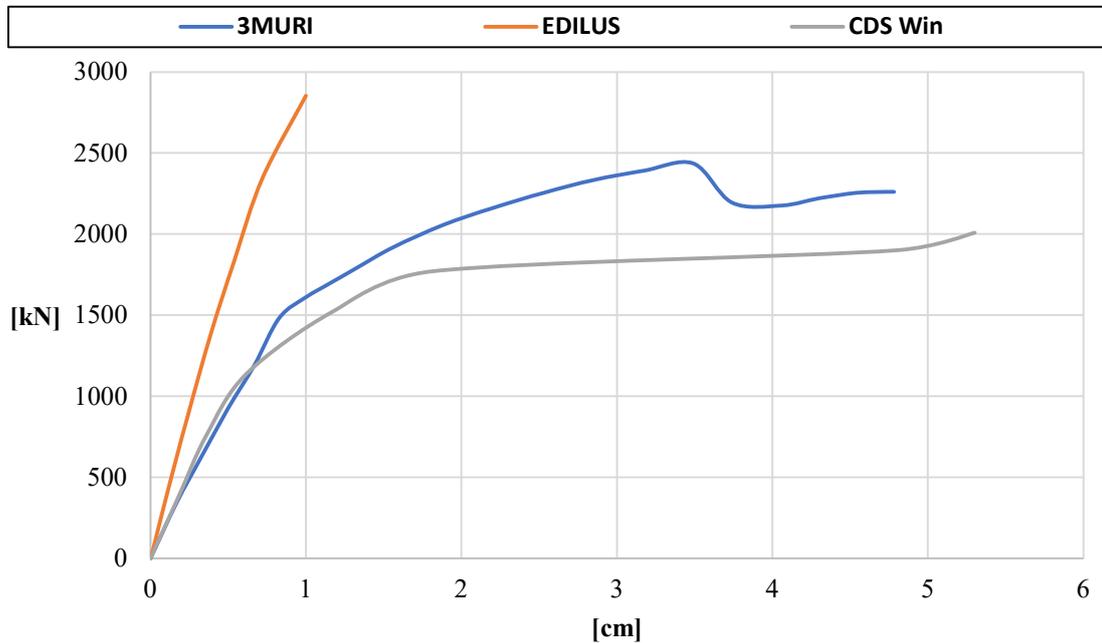


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

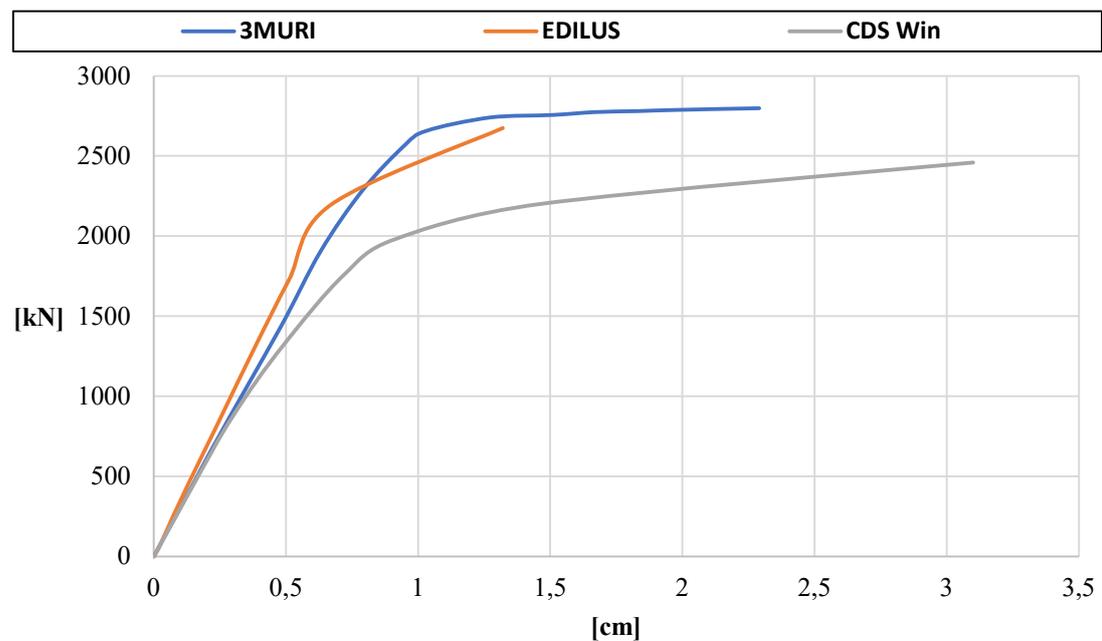




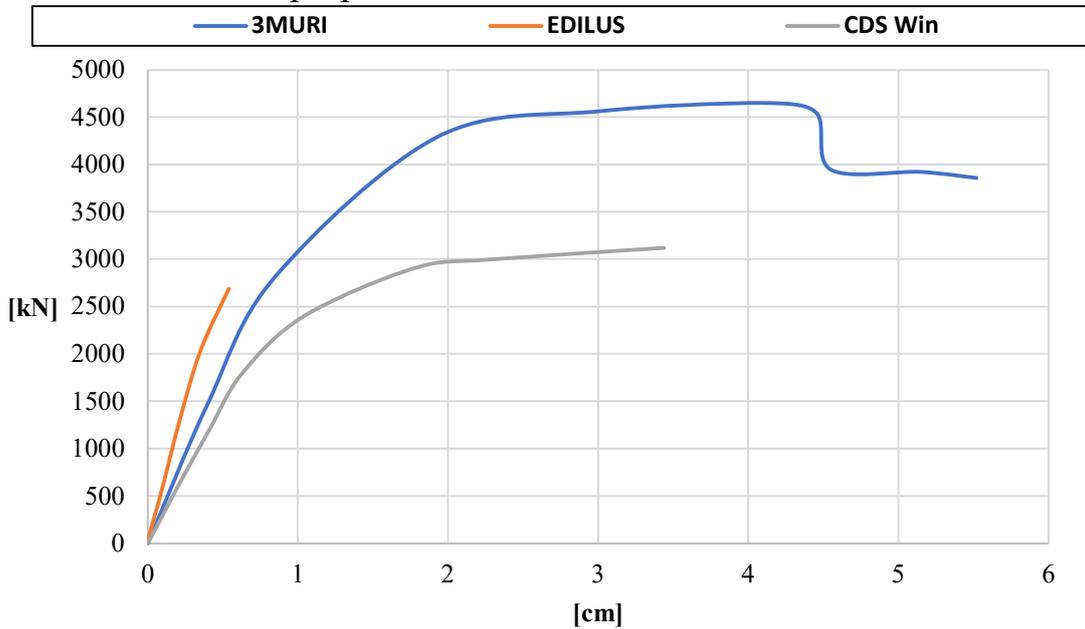
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



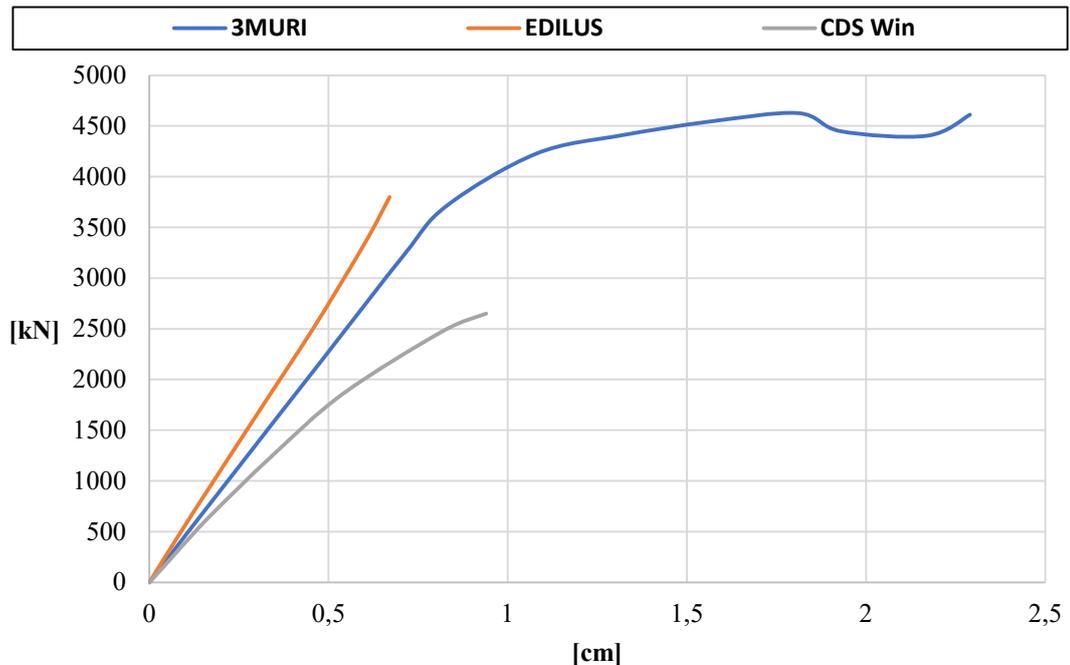
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



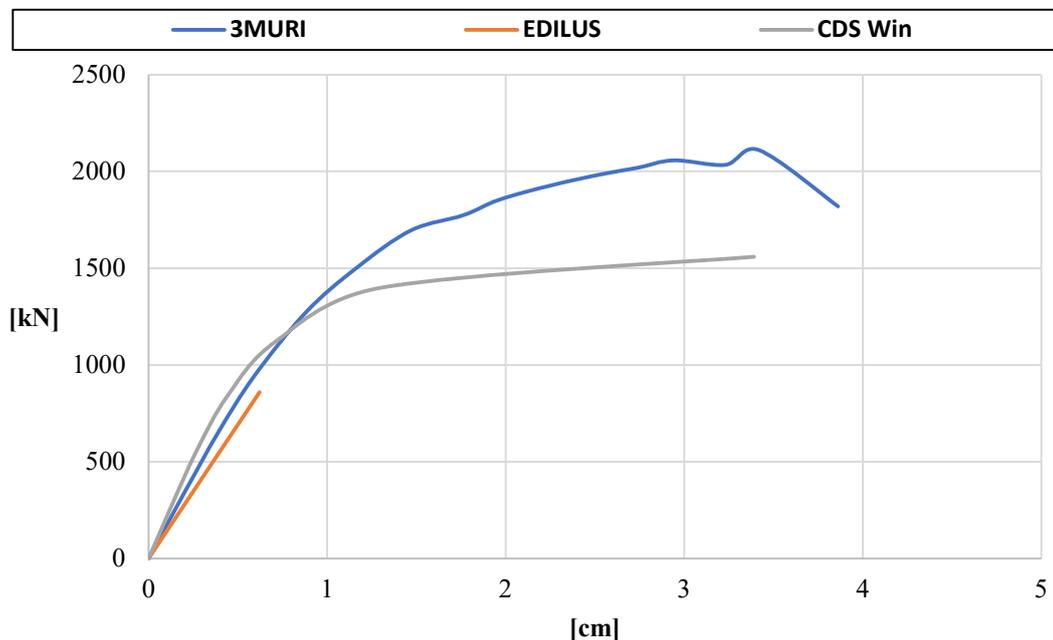
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. -Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



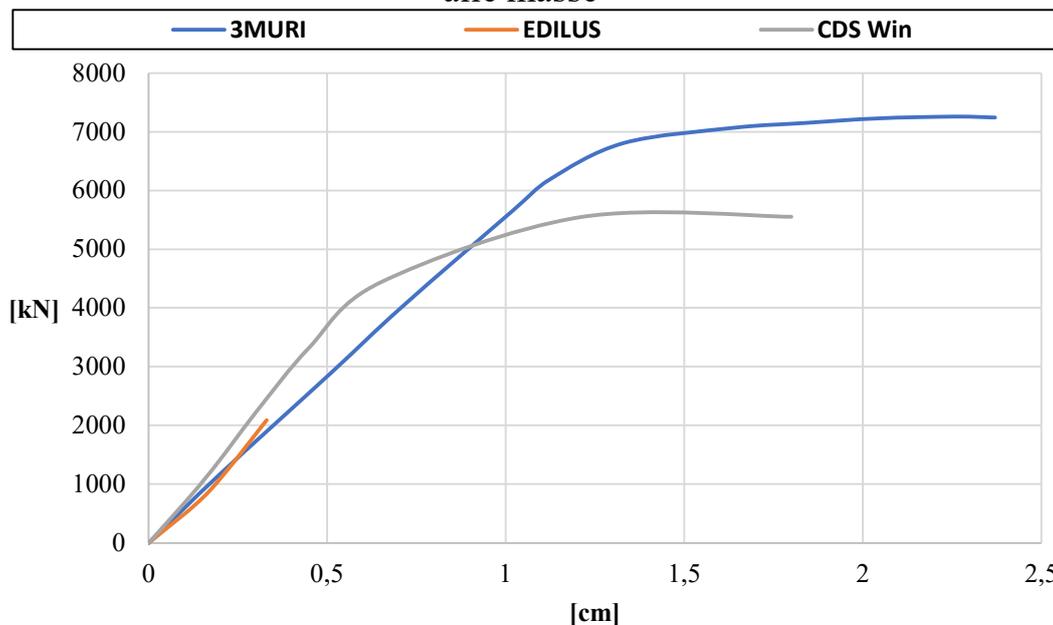
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



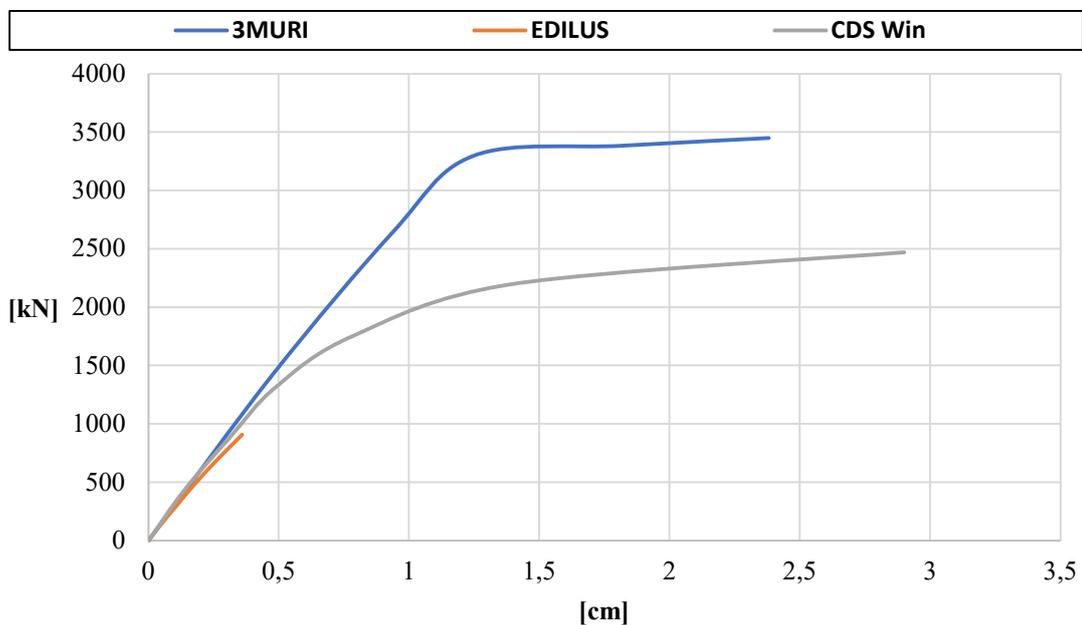
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc. -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



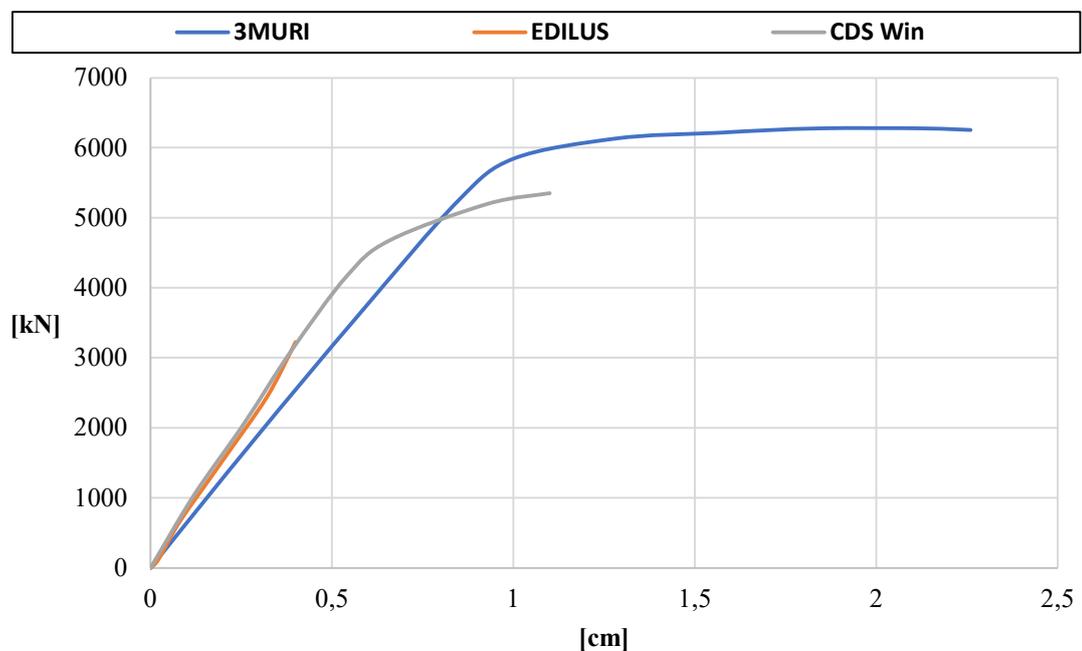
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. -X), distribuzione proporzionale alle masse

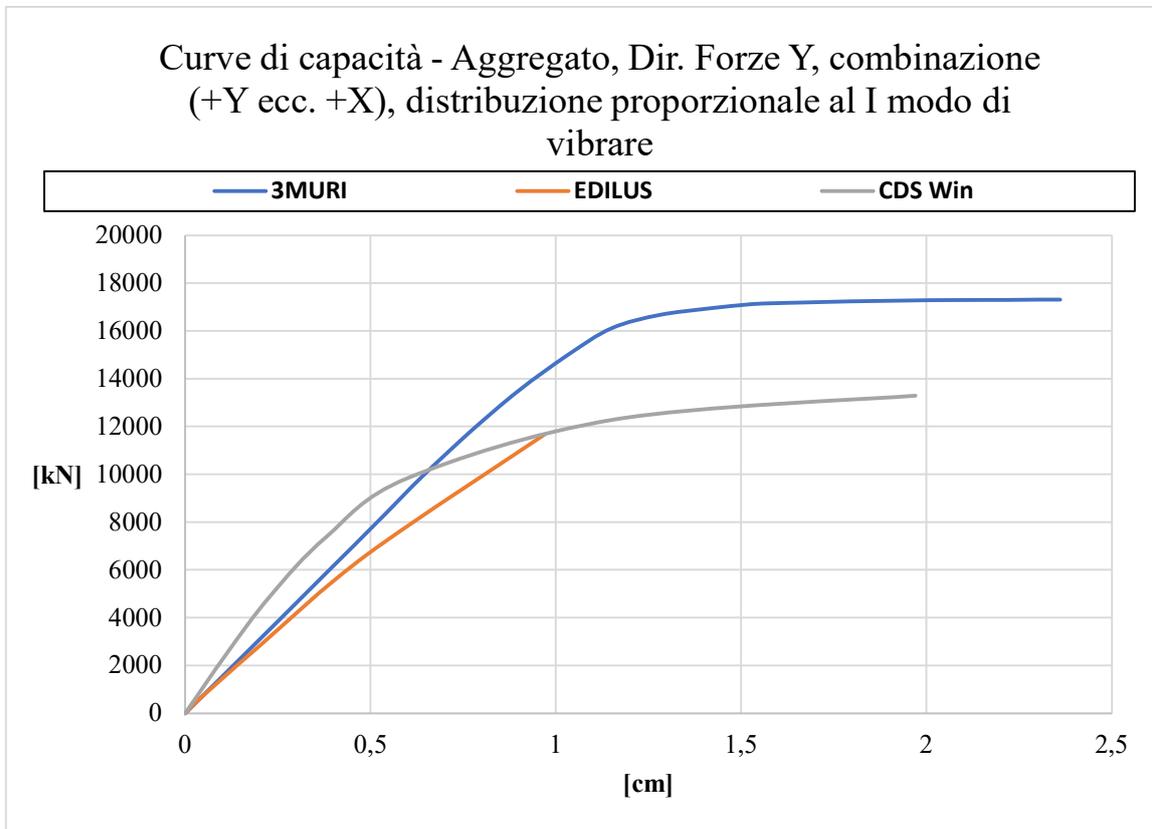
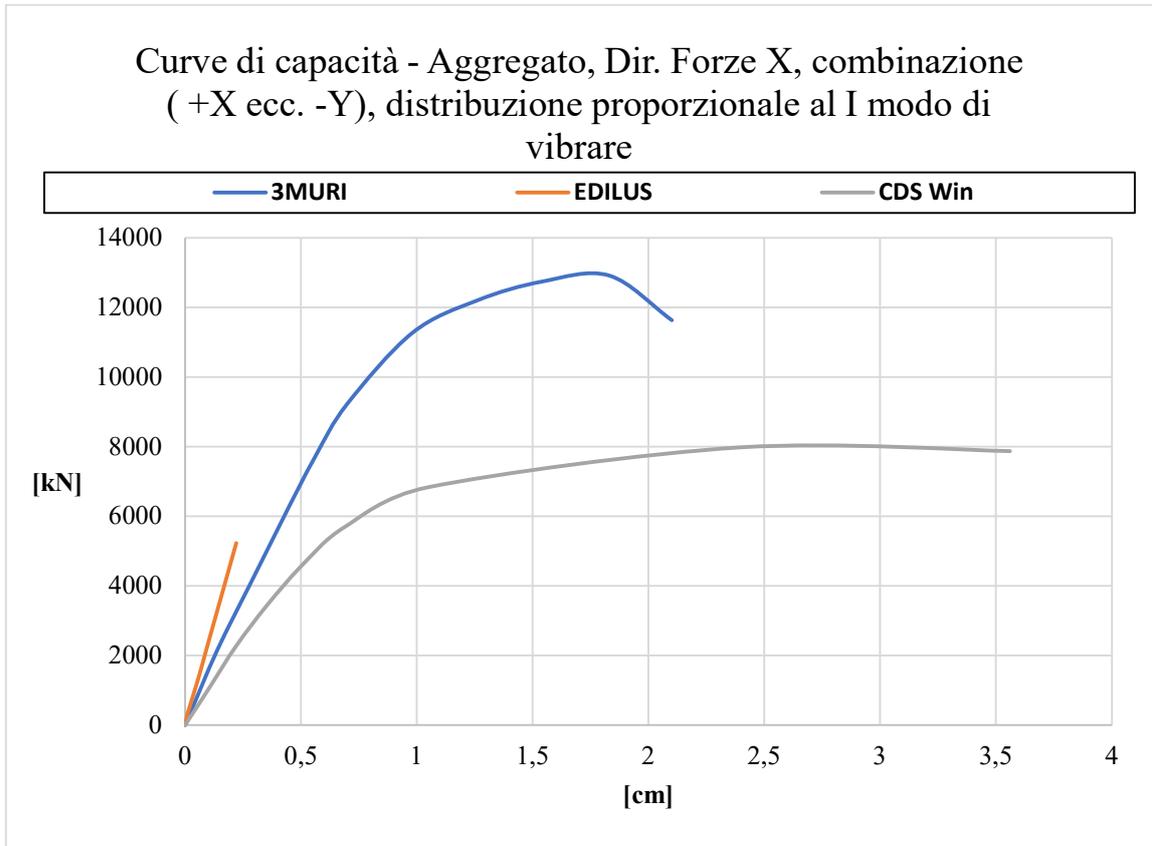


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

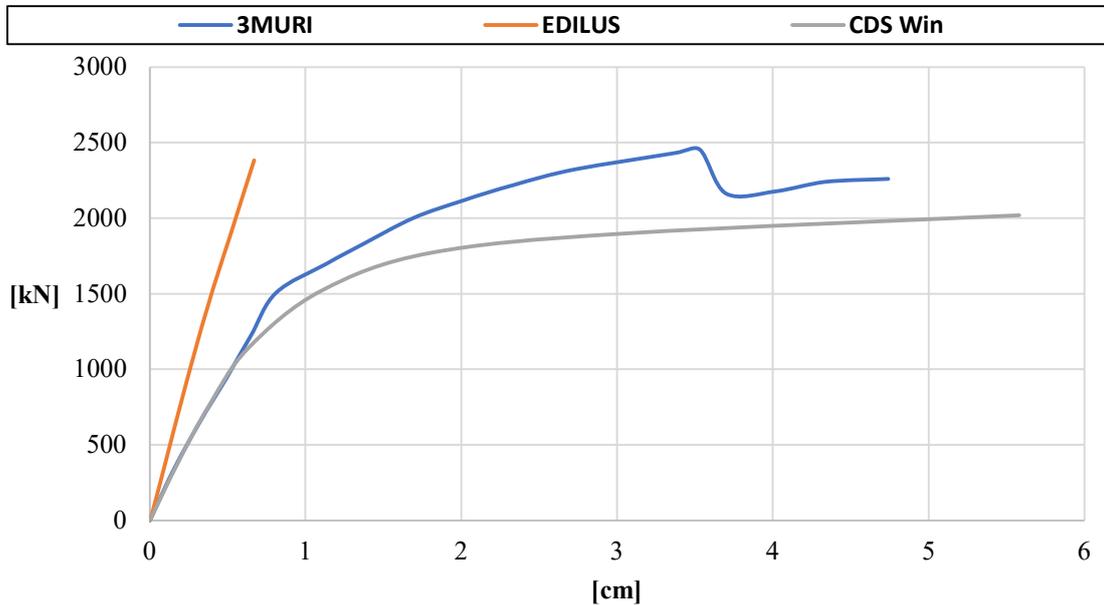


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

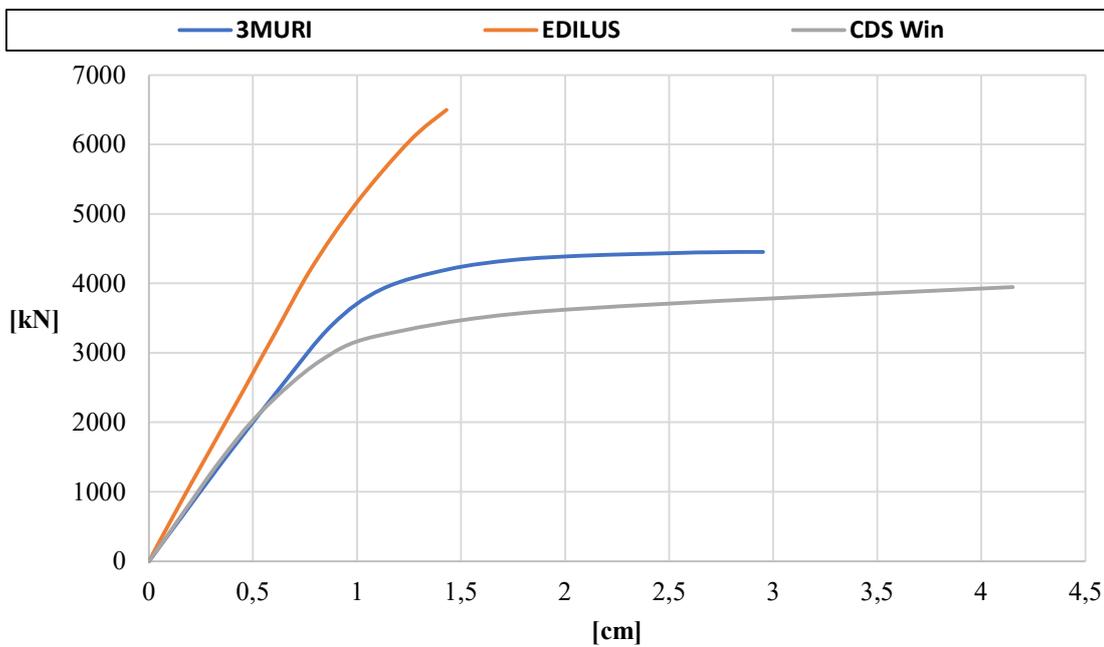




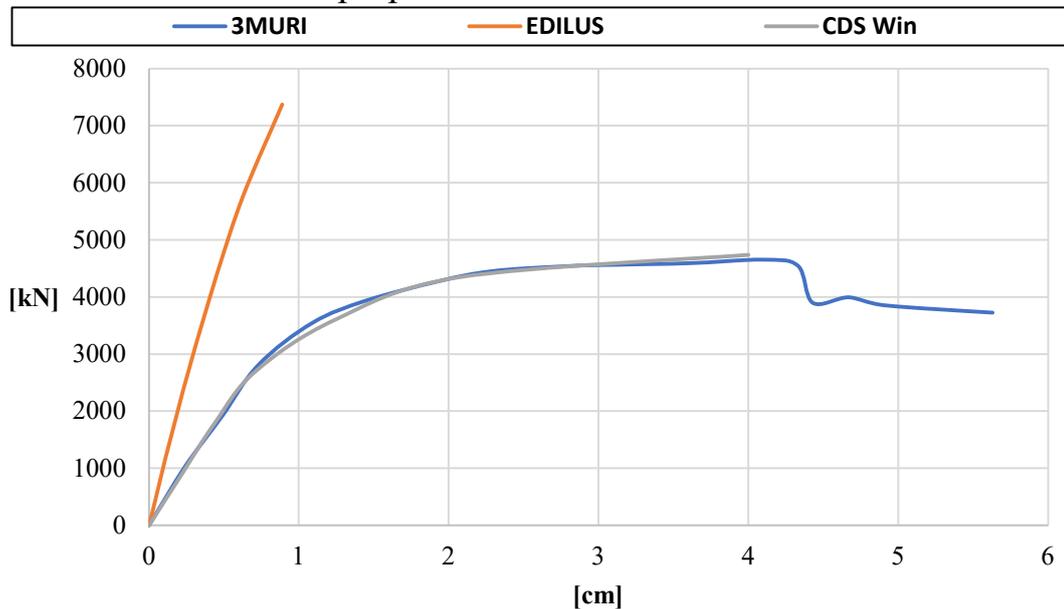
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



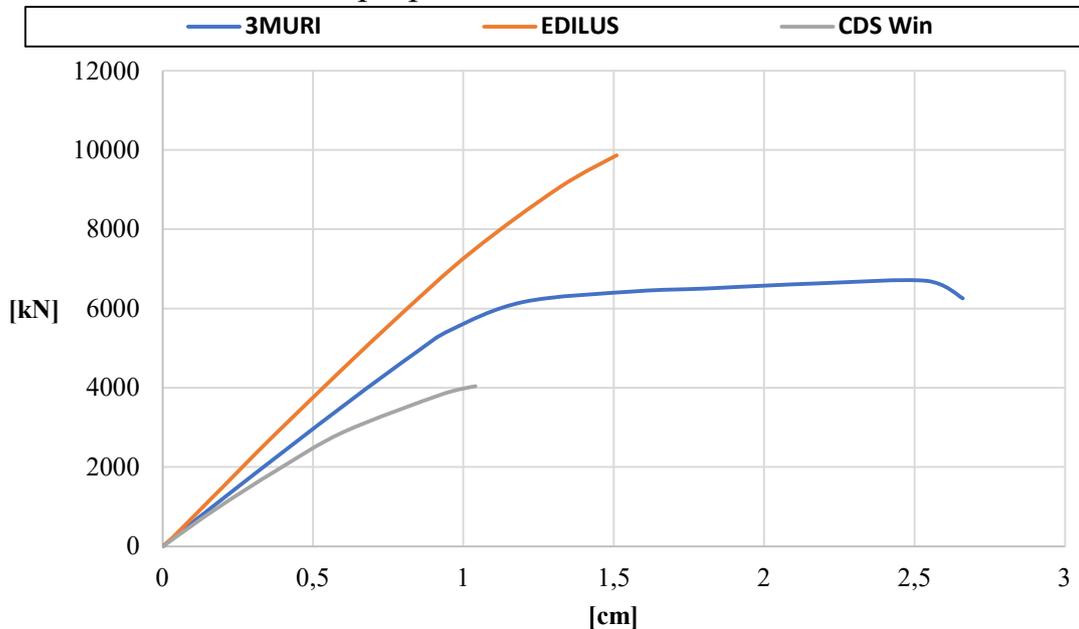
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale alle masse



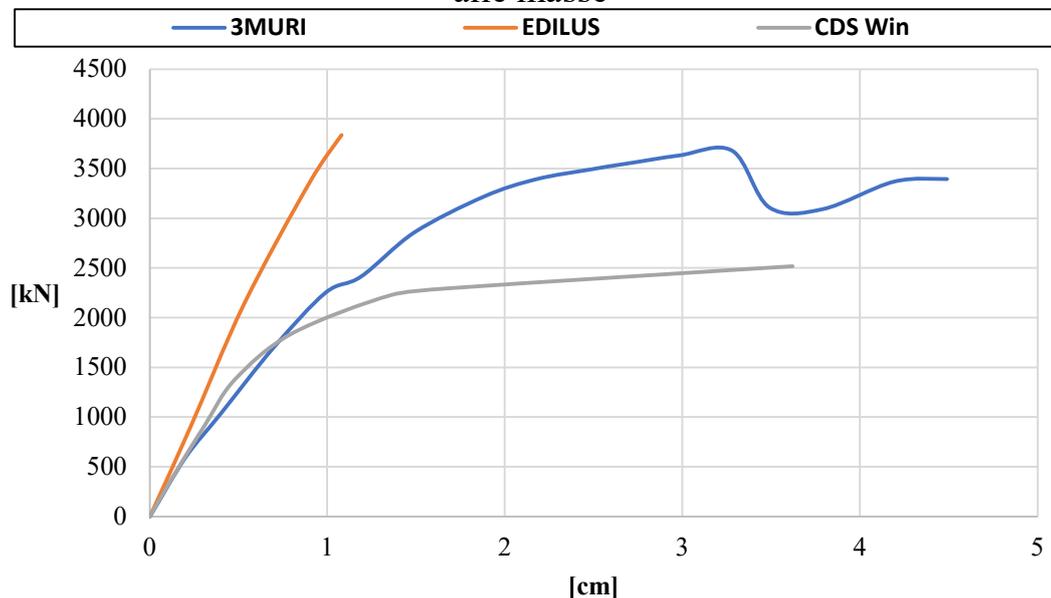
Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione
proporzionale alle masse



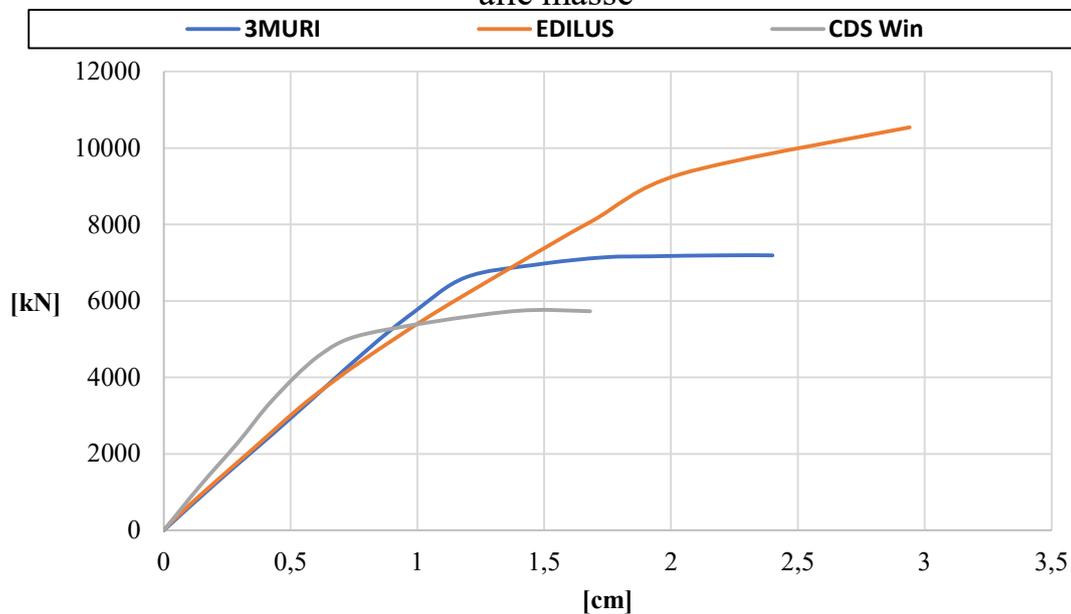
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione
proporzionale alle masse



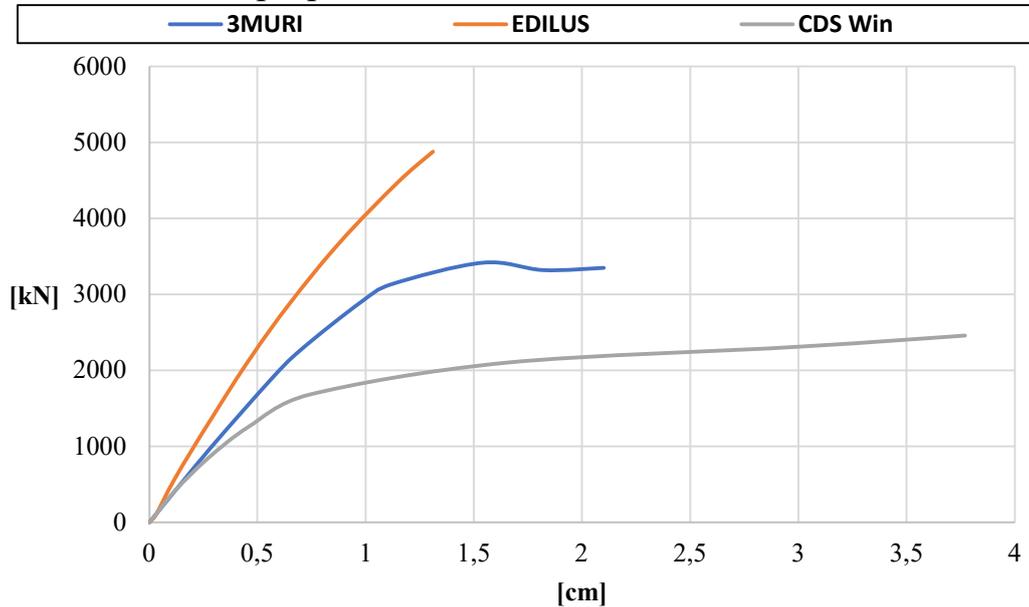
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. -Y), distribuzione proporzionale alle masse



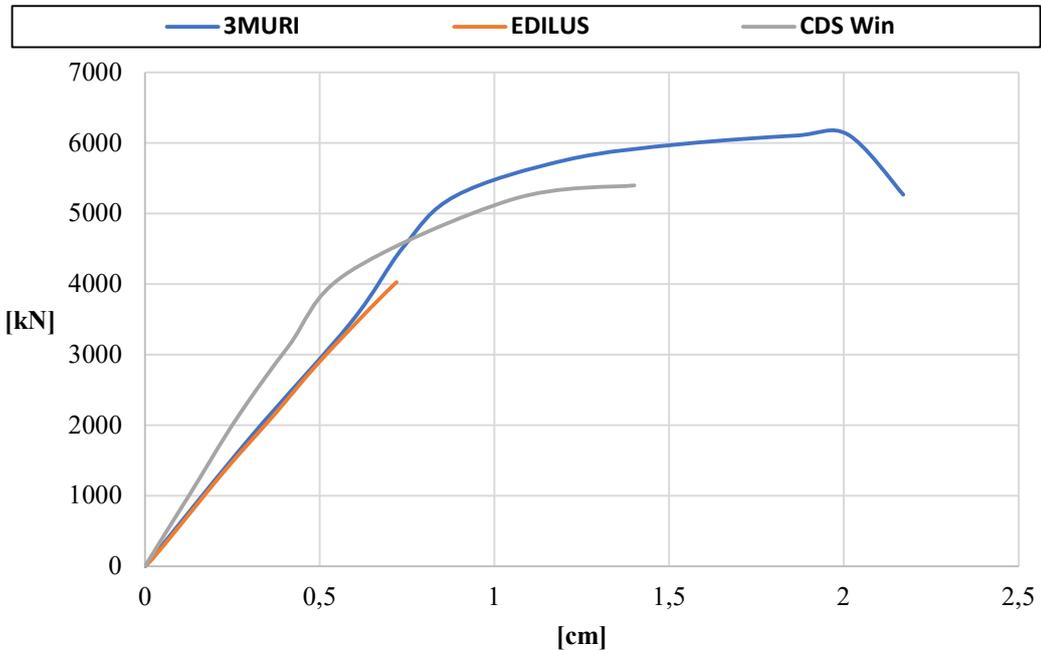
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. +X), distribuzione proporzionale alle masse



Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (+X ecc. + Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

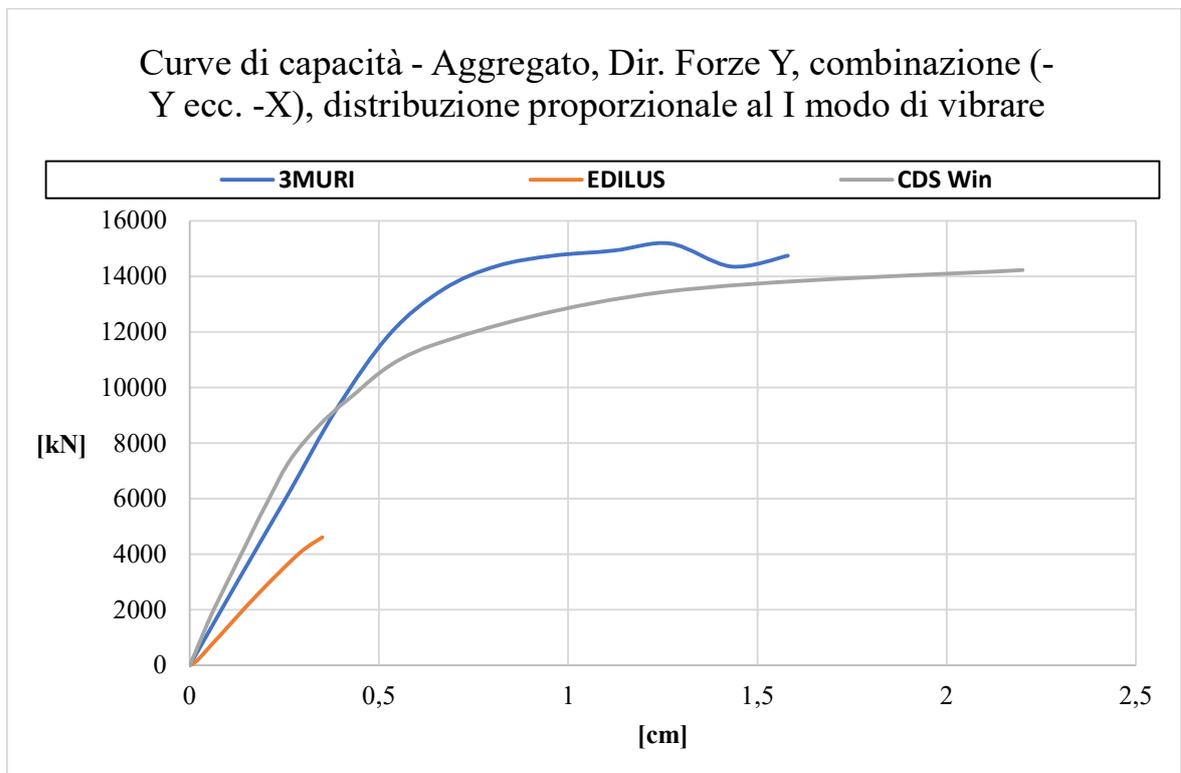
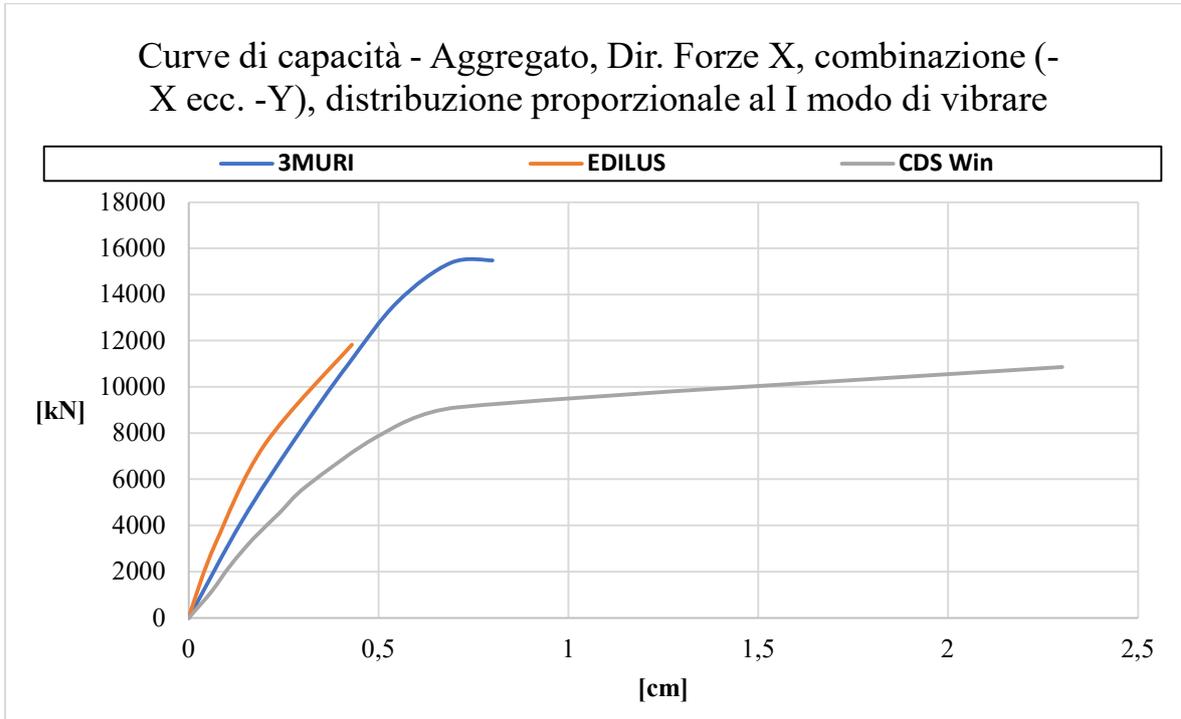


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc. -X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

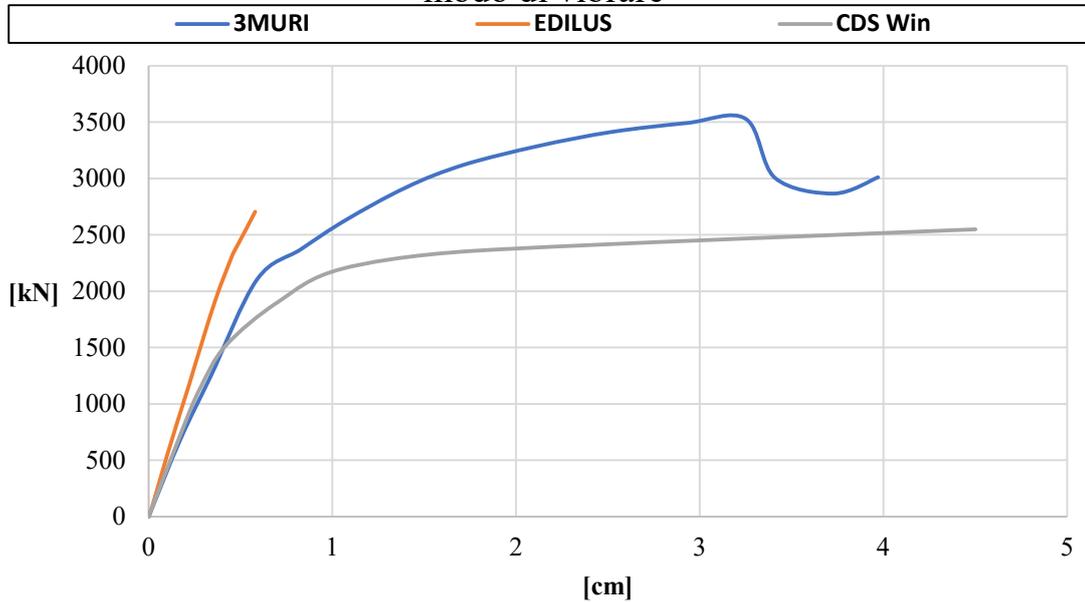


Allegato 4

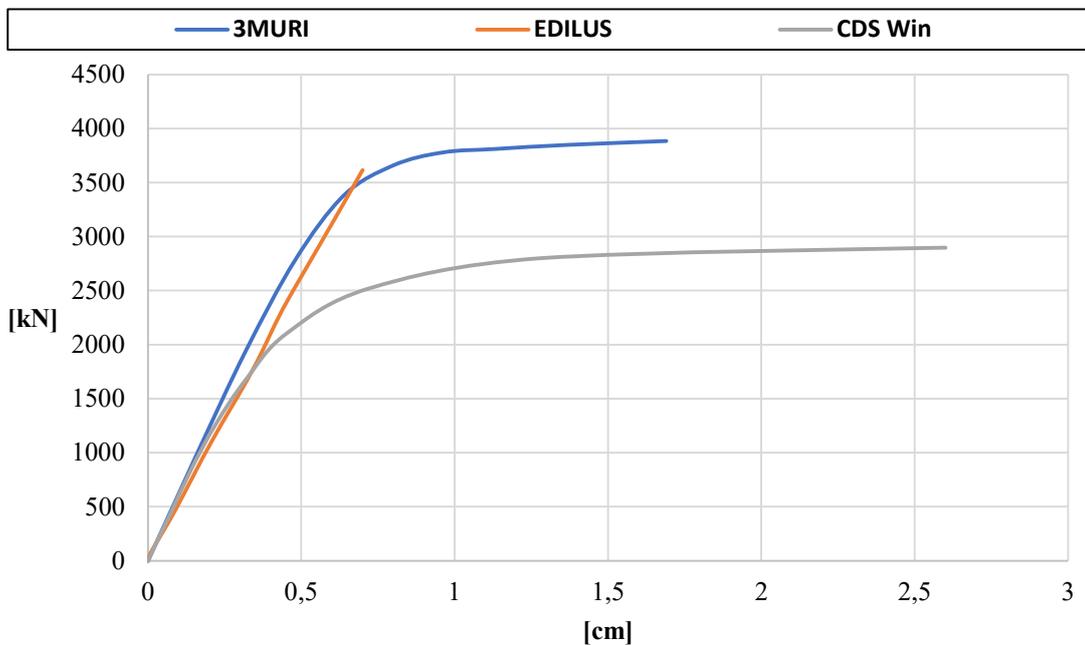
Software di calcolo 3MURI



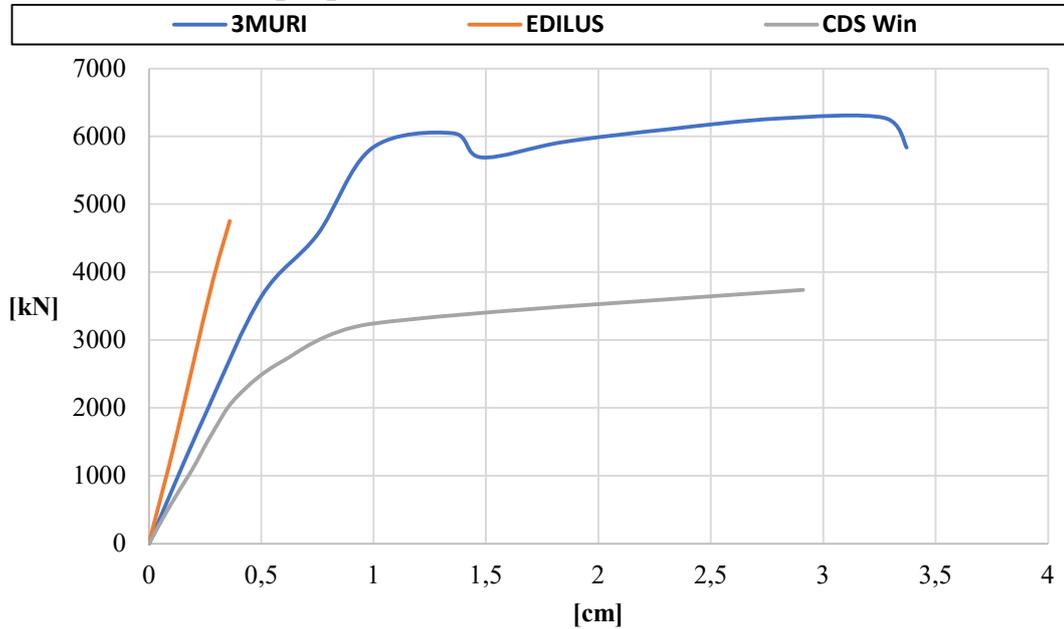
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



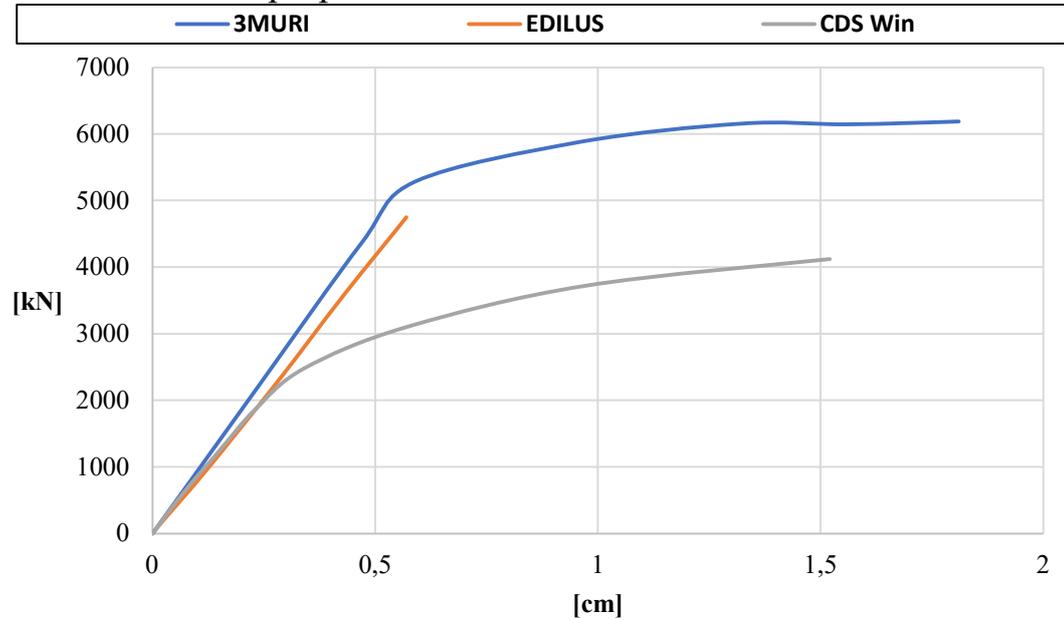
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



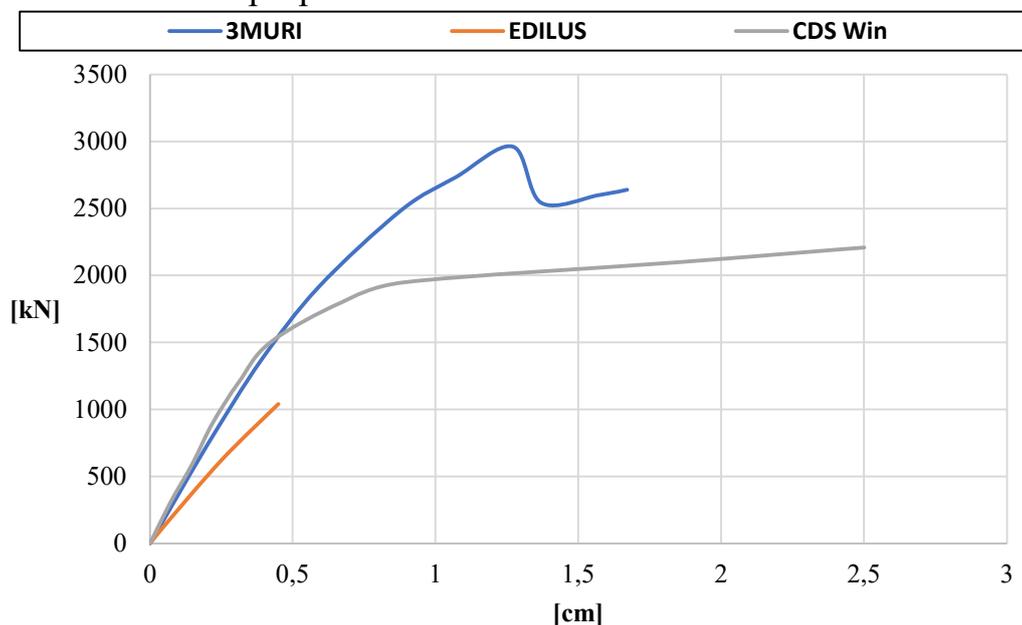
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (+X ecc. +Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



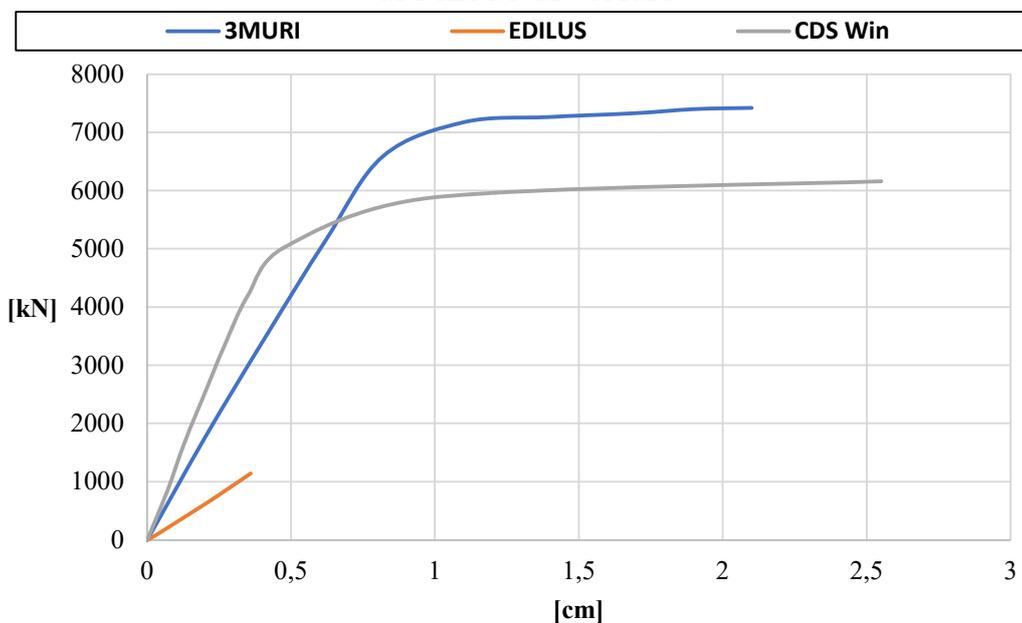
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (-Y ecc. +X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



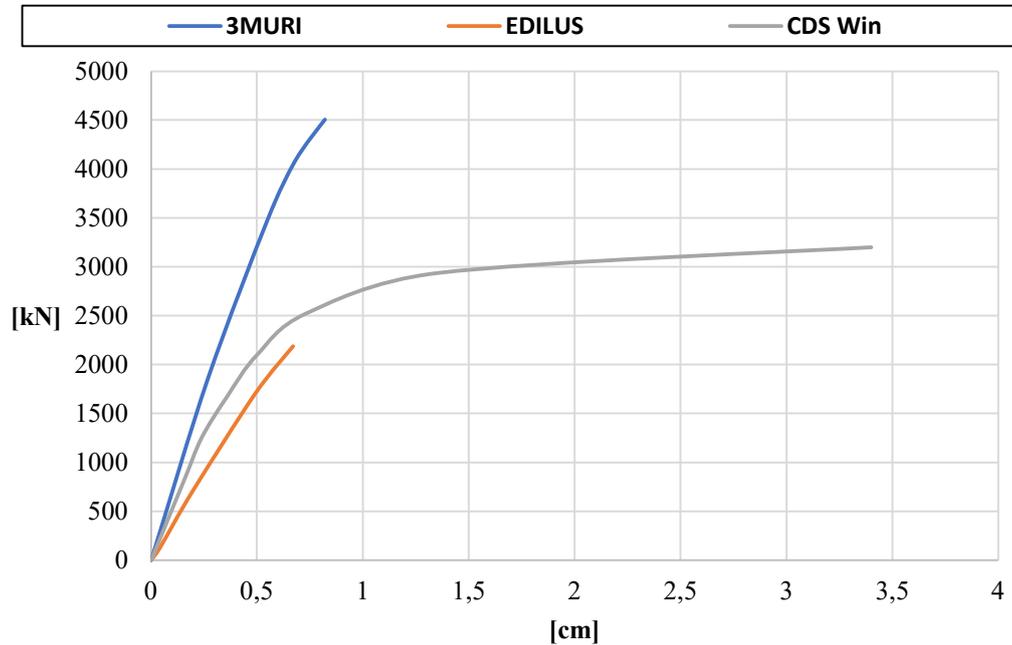
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



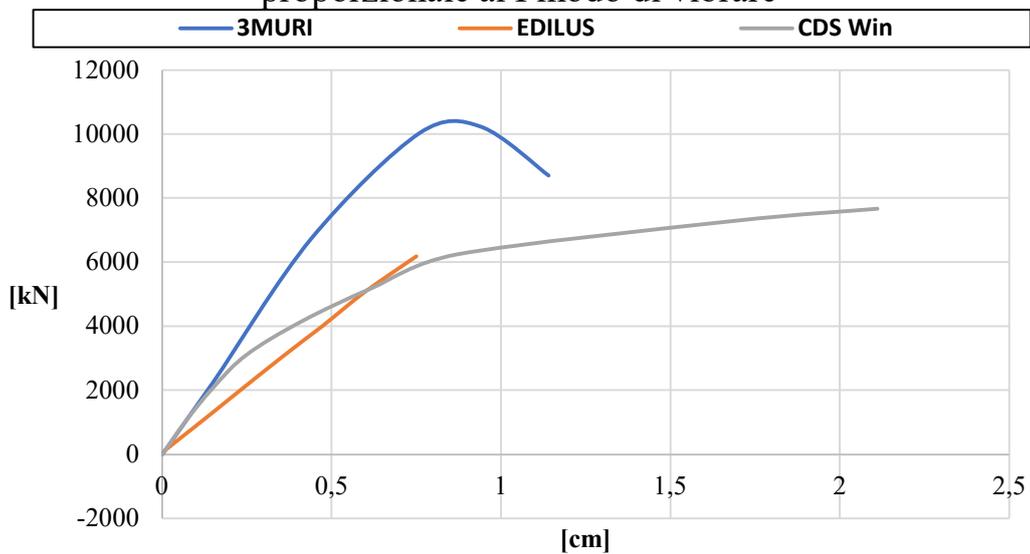
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

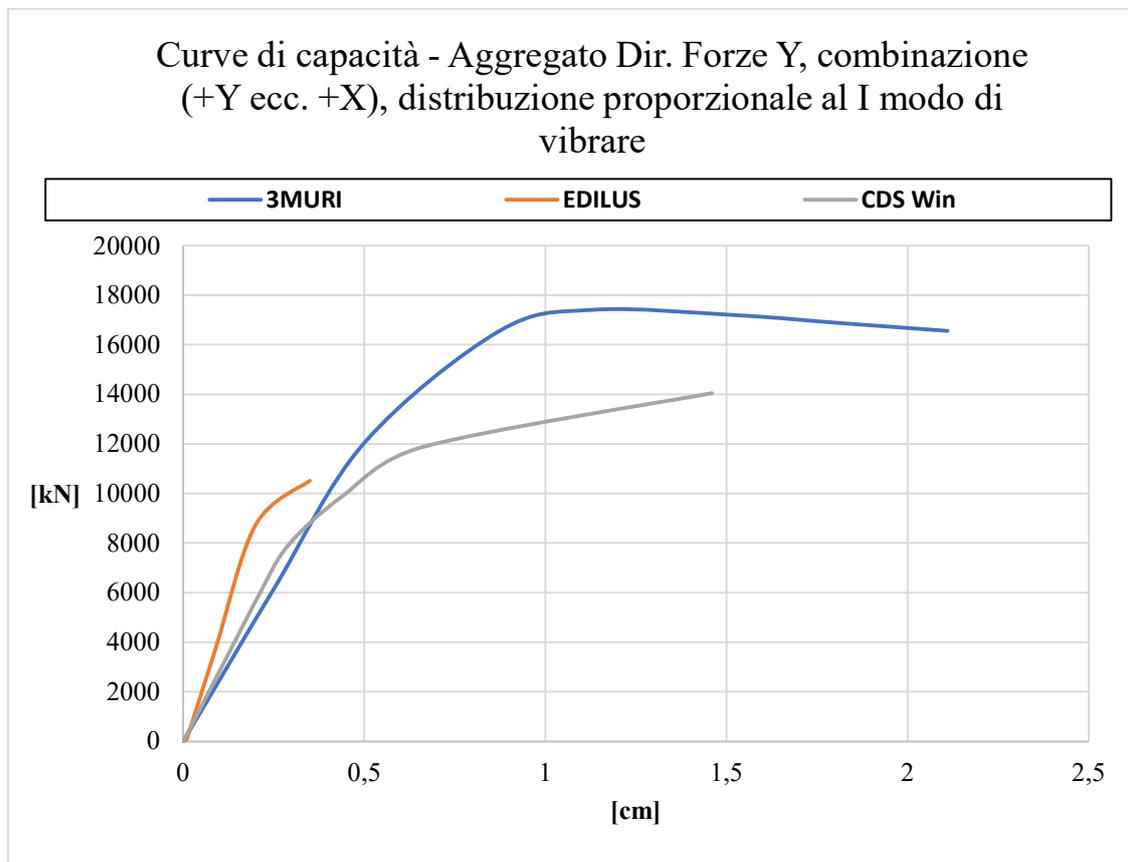
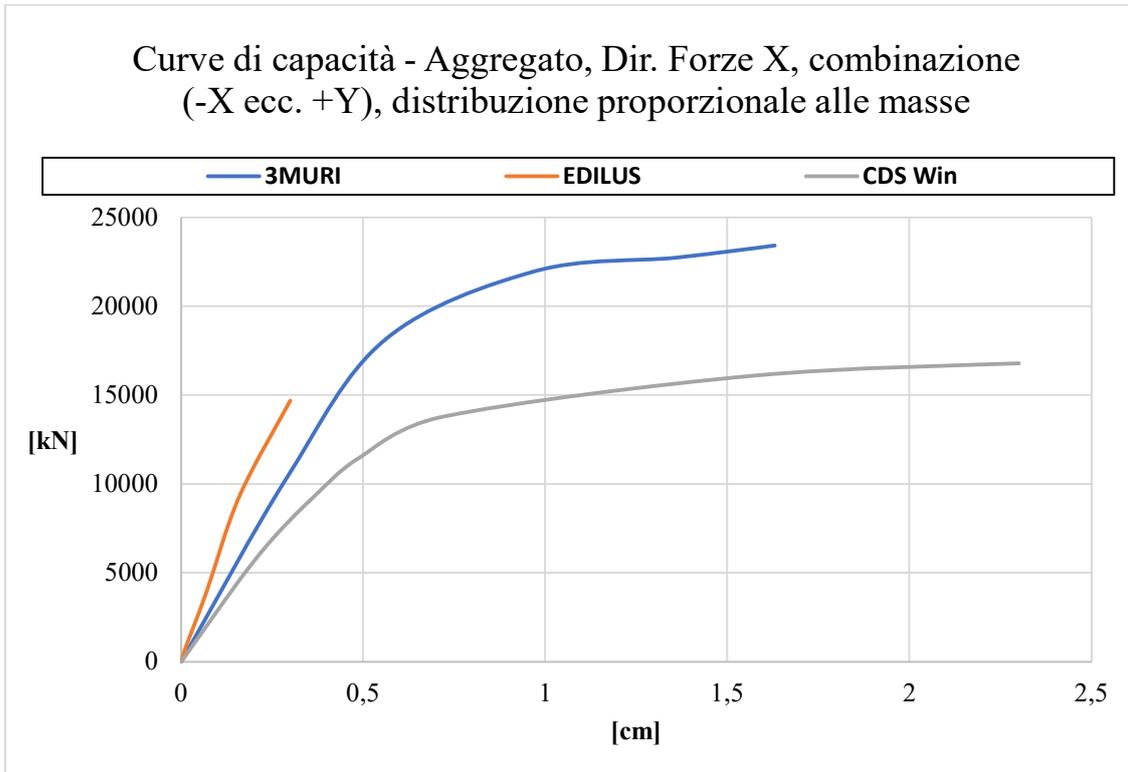


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

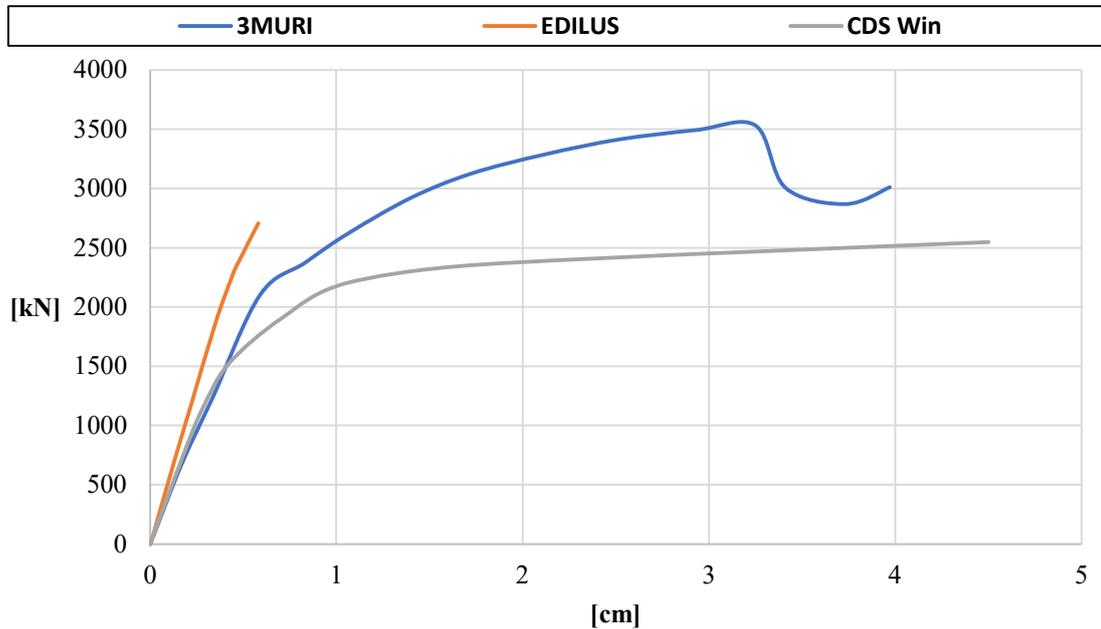


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Y, combinazione (+Y ecc. -X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

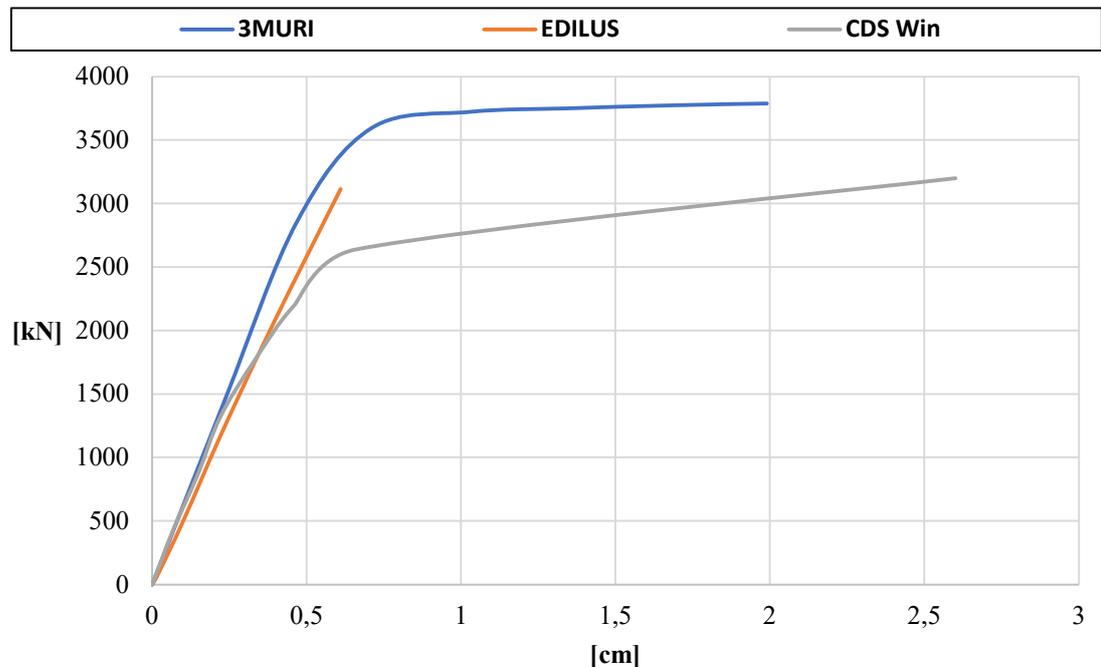




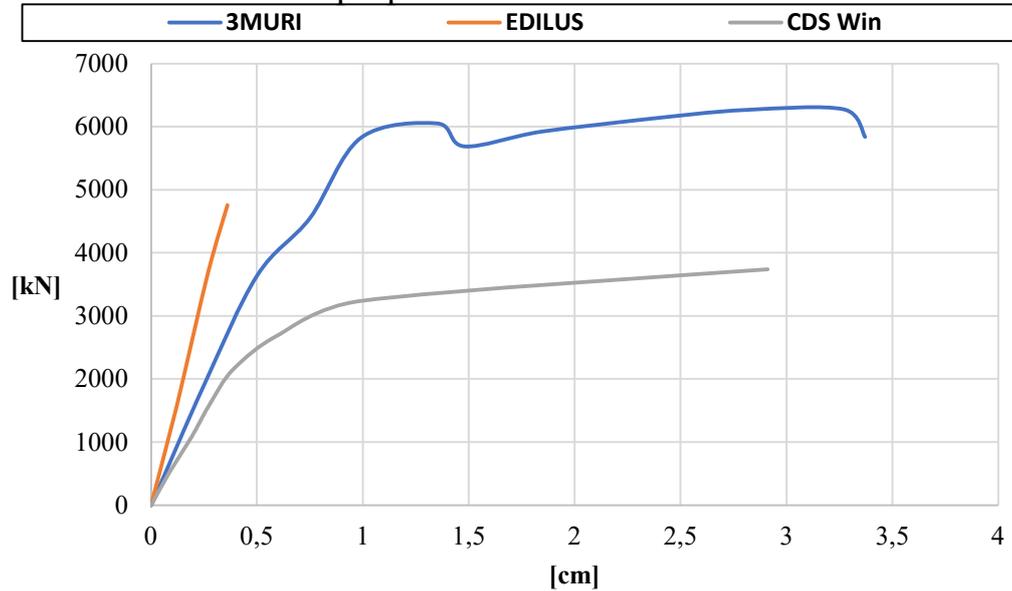
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



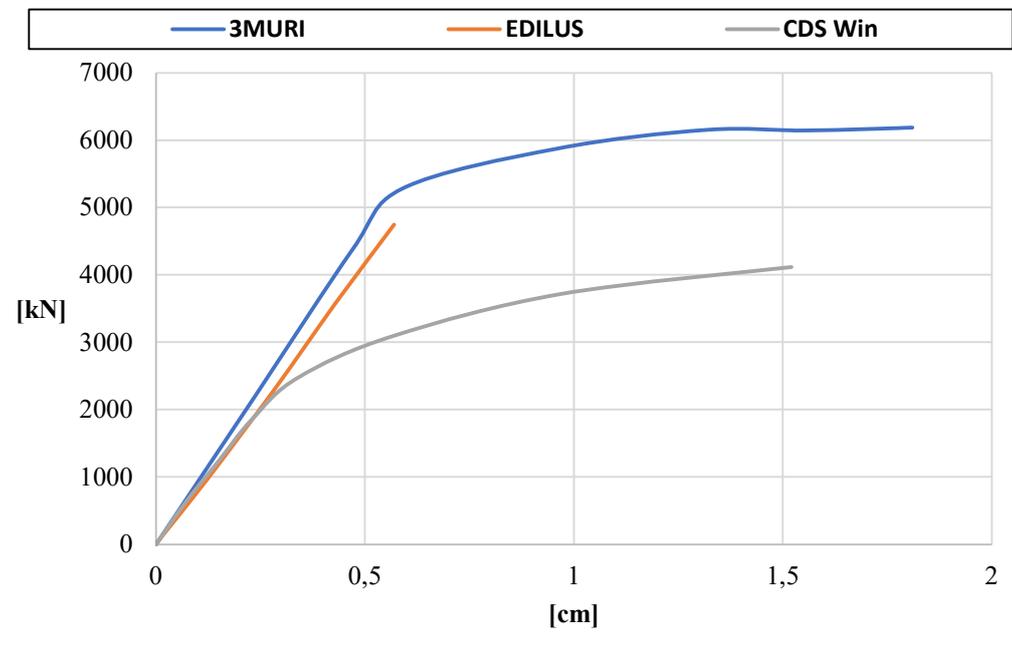
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



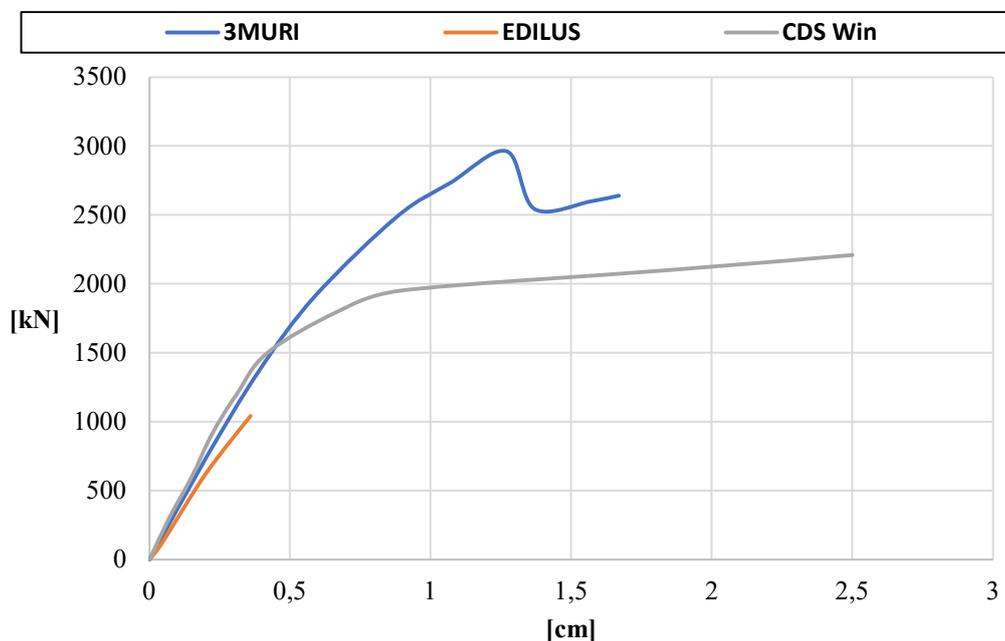
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato,
Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y),
distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



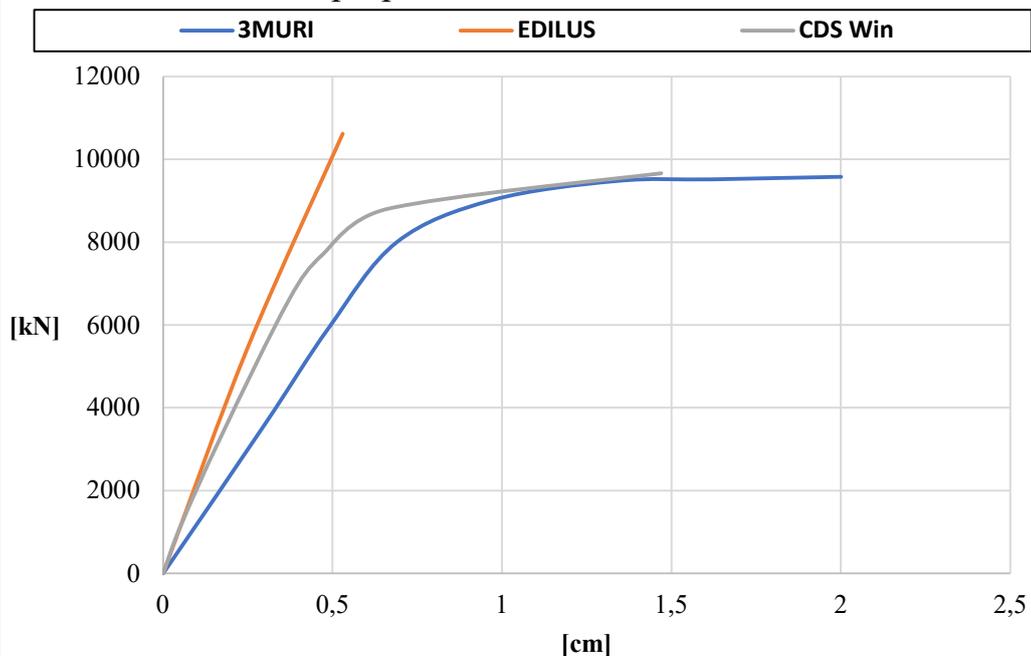
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato,
Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. +X),
distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



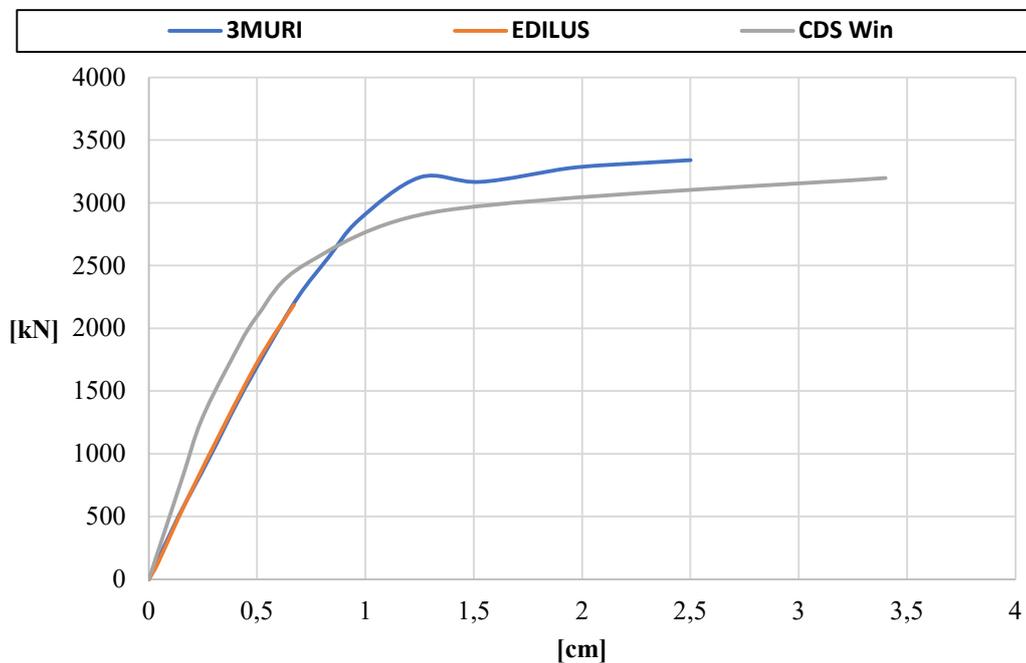
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modod di vibrare



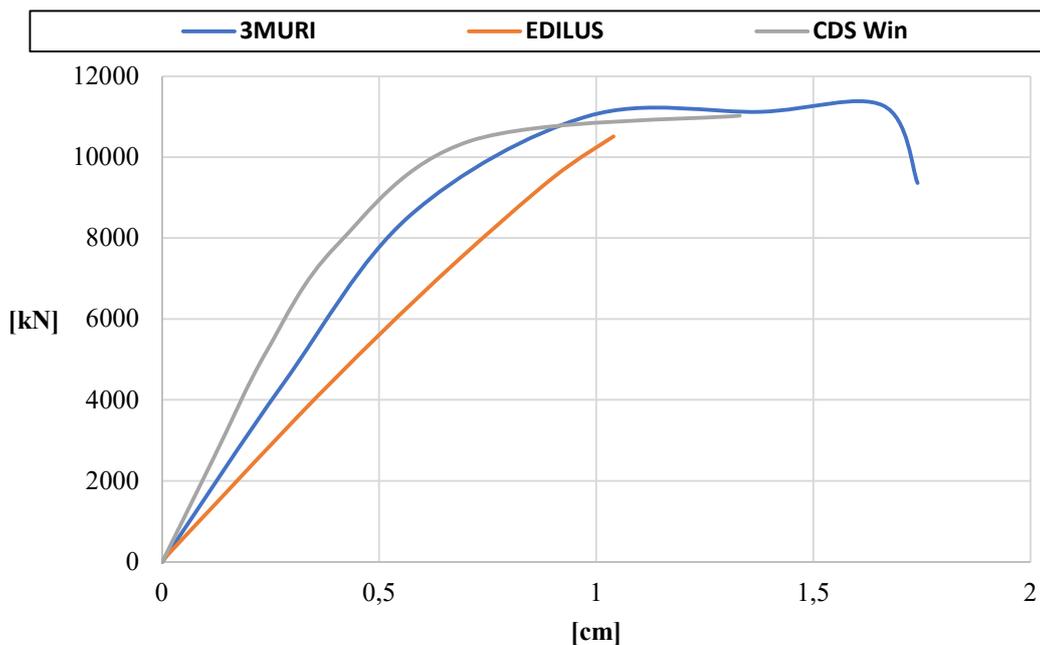
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale alle masse

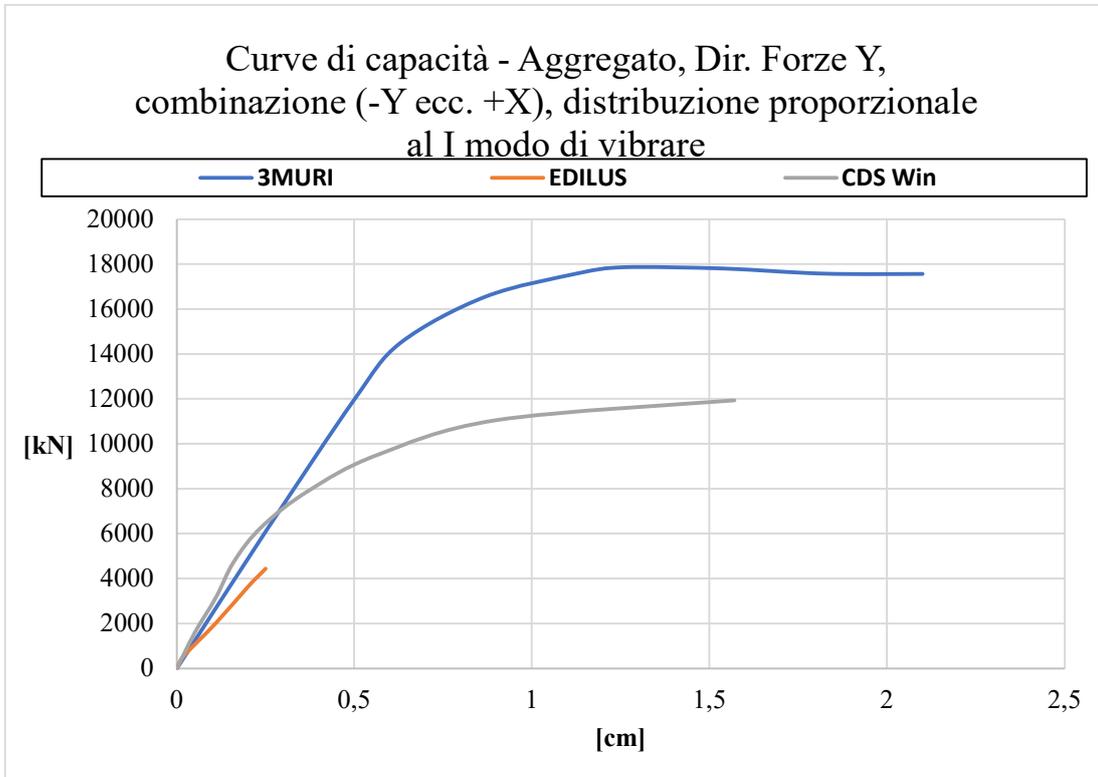
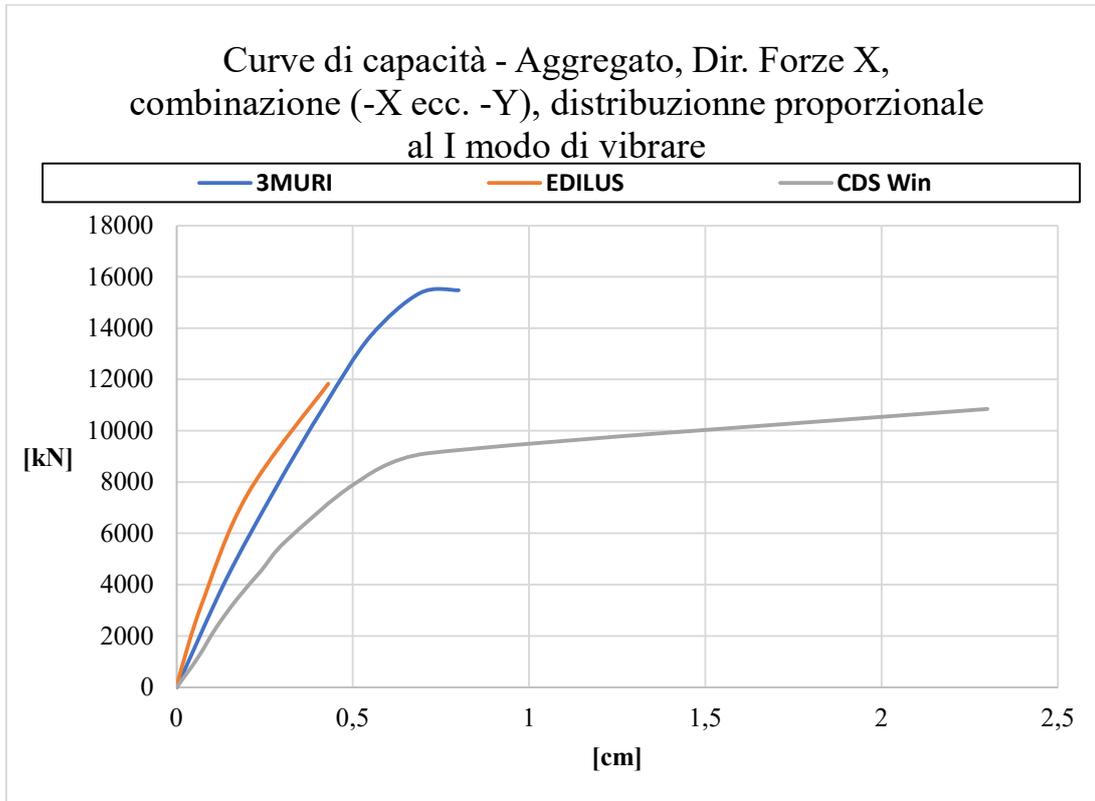


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

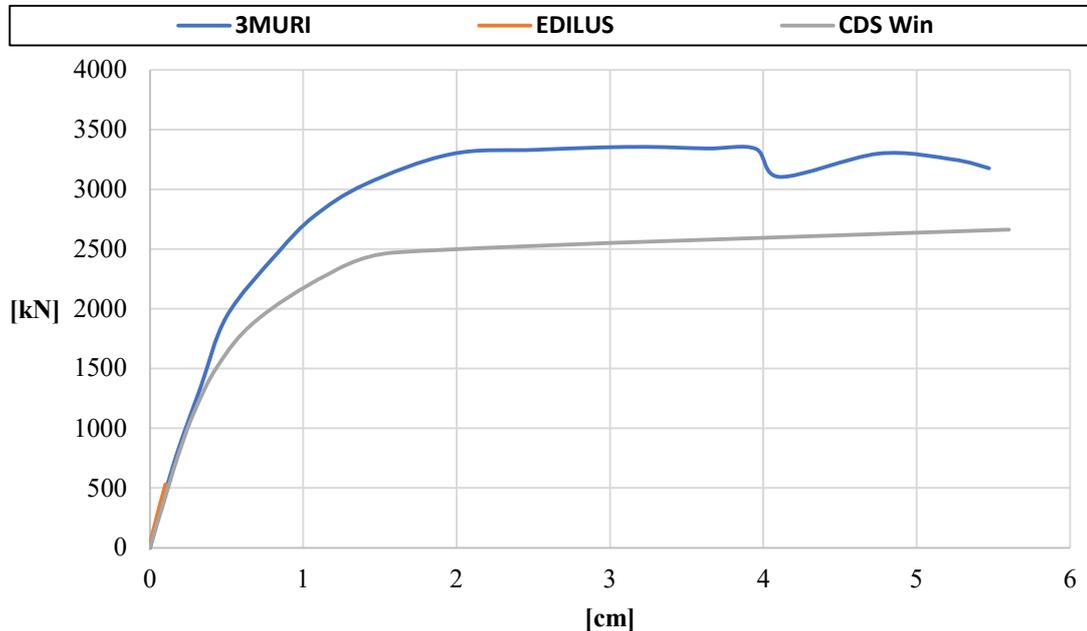


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione
proporzionale alle masse

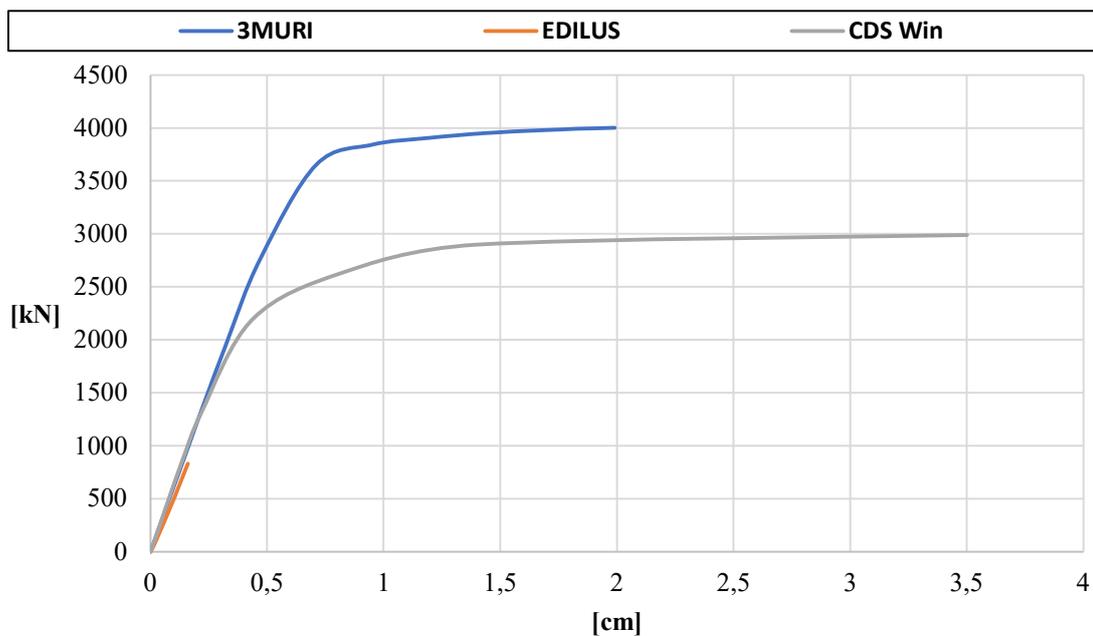




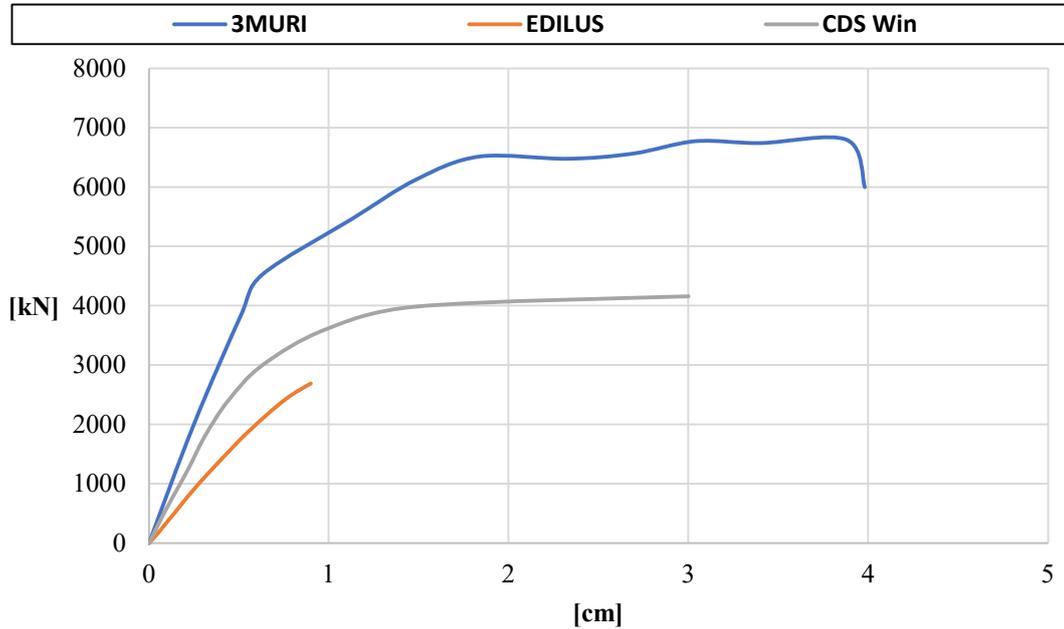
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc. -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



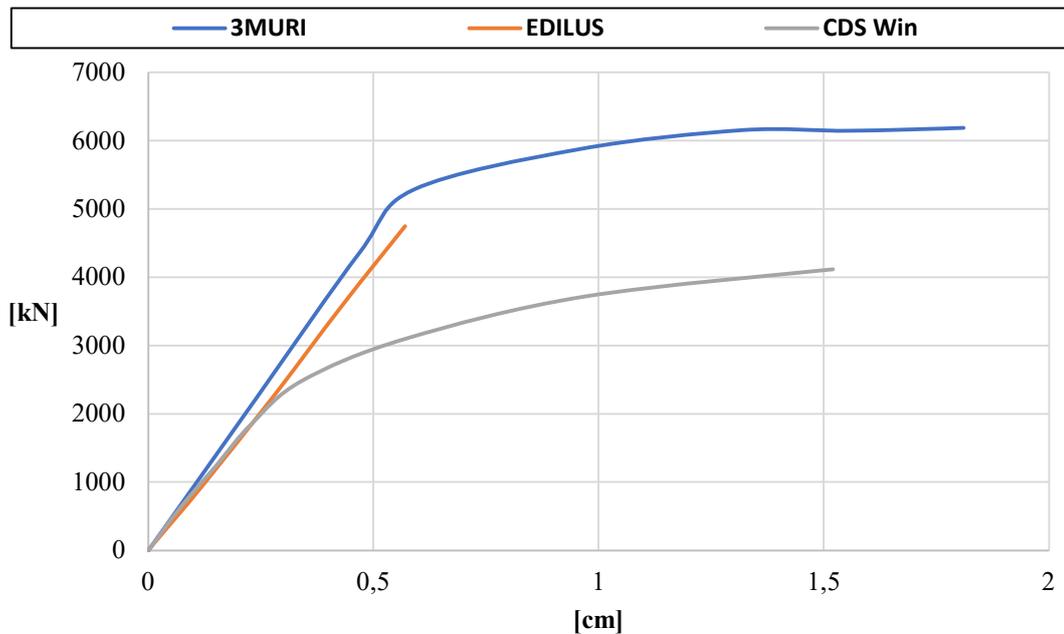
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



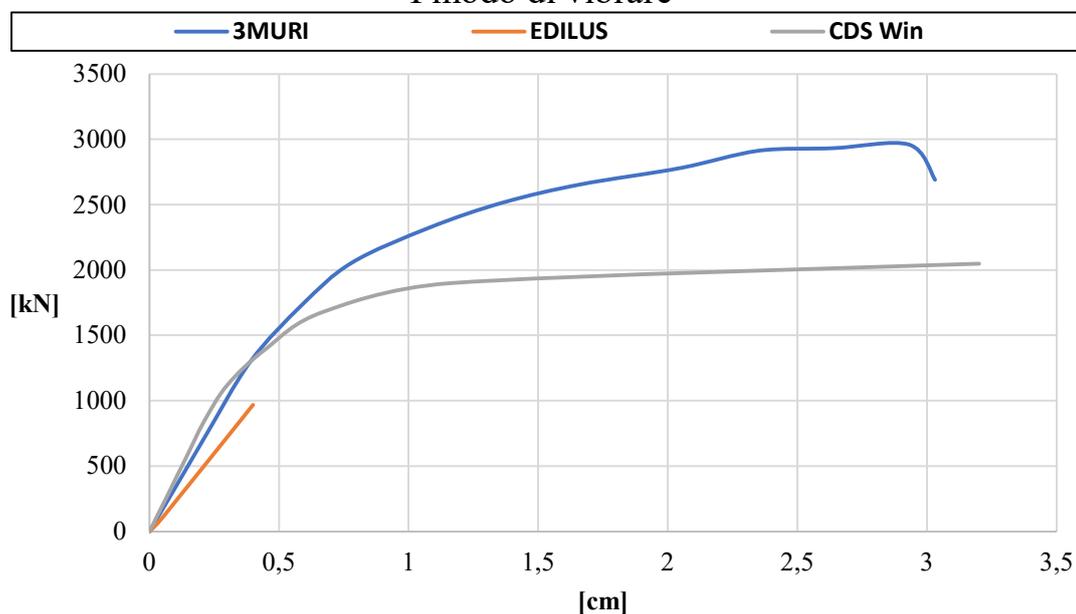
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
 Forze X, combinazione (-X ecc. -Y), distribuzione
 proporzionale al I modo di vibrare



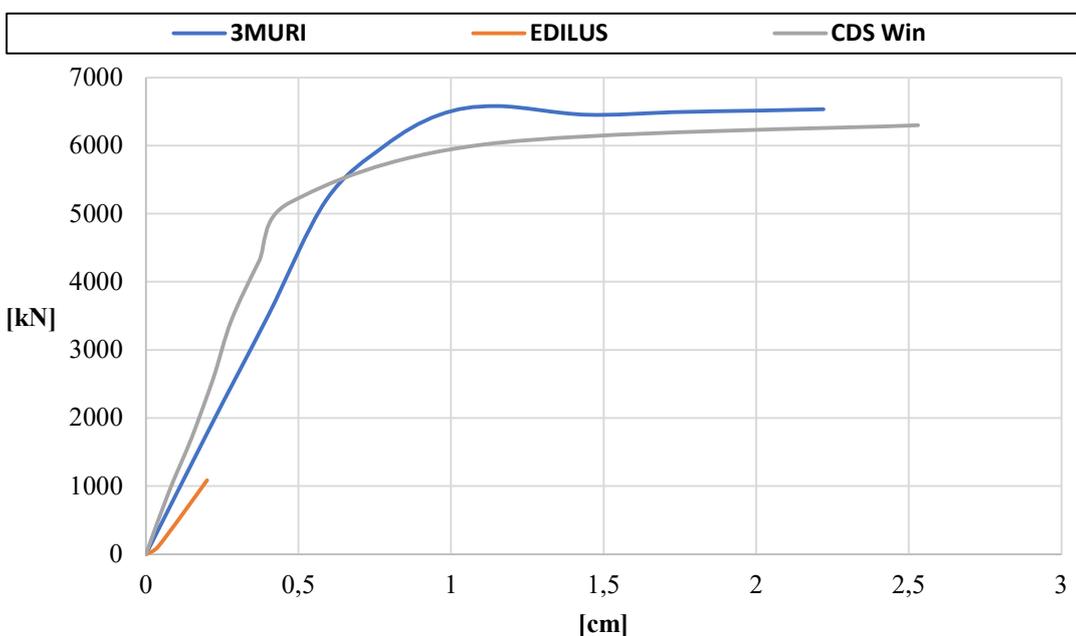
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
 Forze Y, combinazione (-Y ecc. +X), distribuzione
 proporzionale al I modo di vibrare



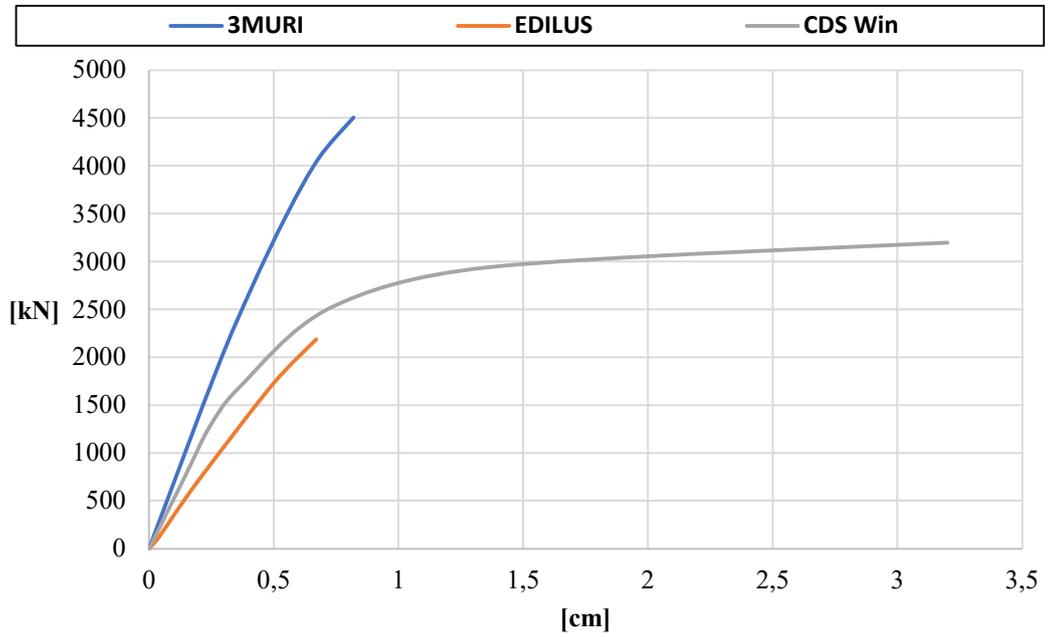
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



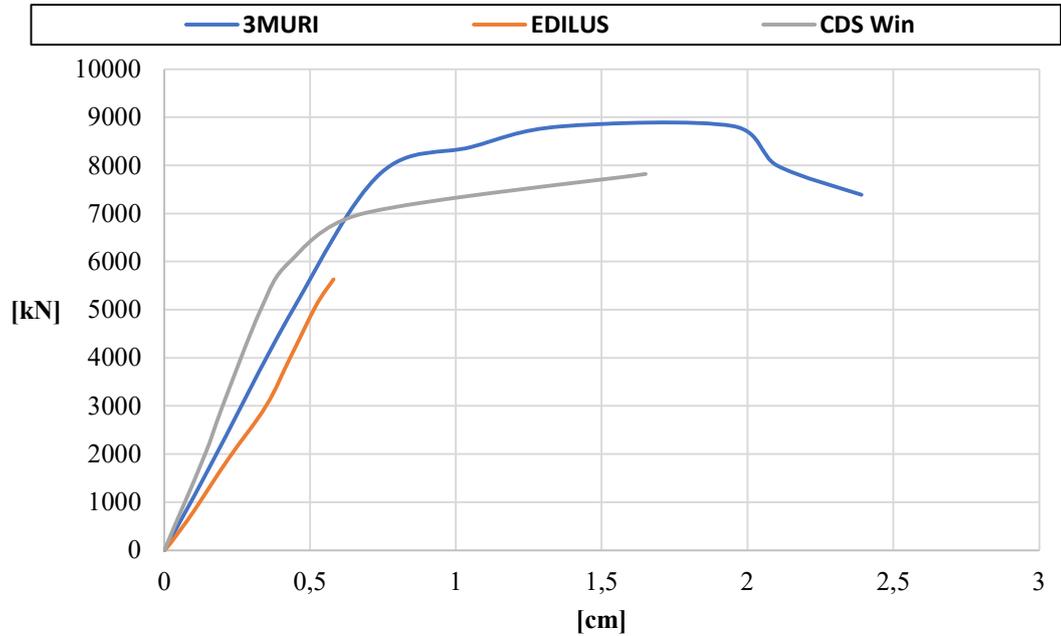
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

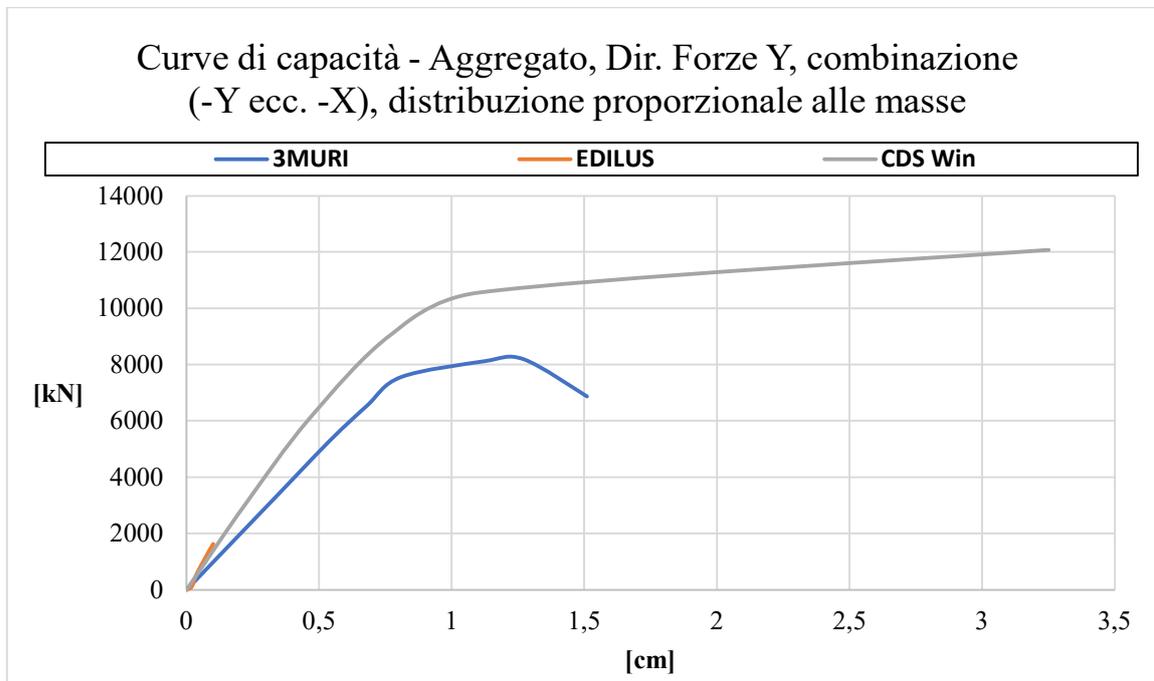
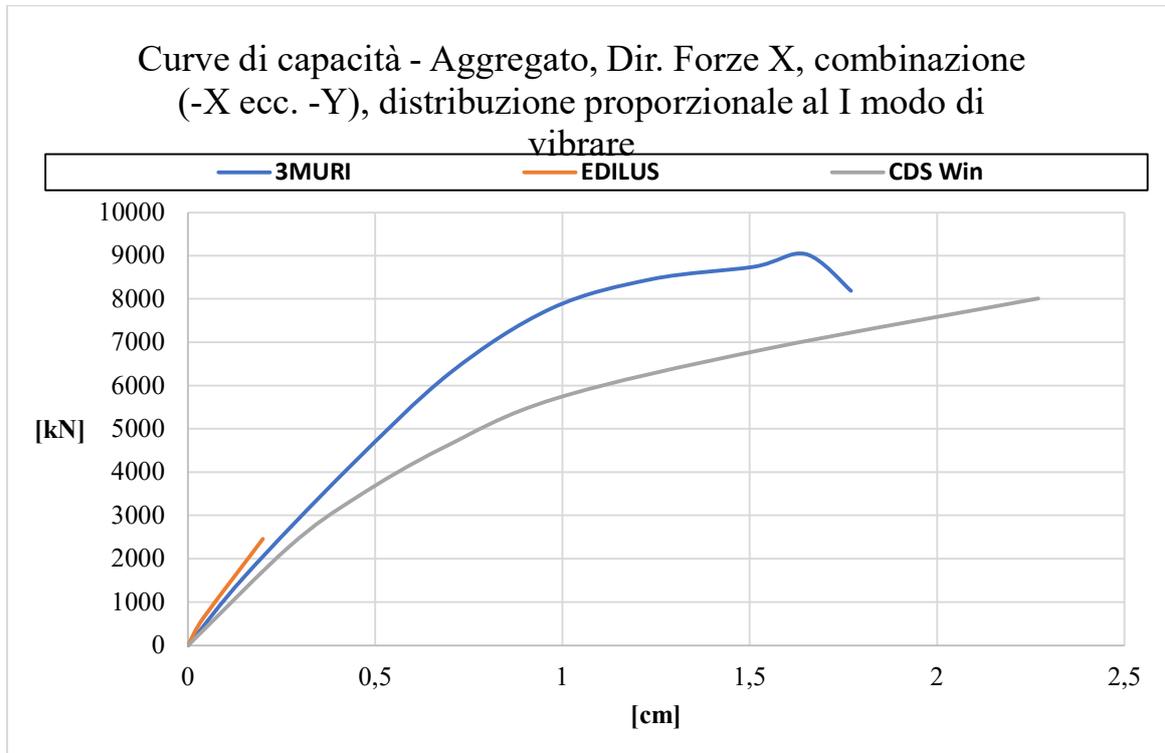


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (-Y ecc. -X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

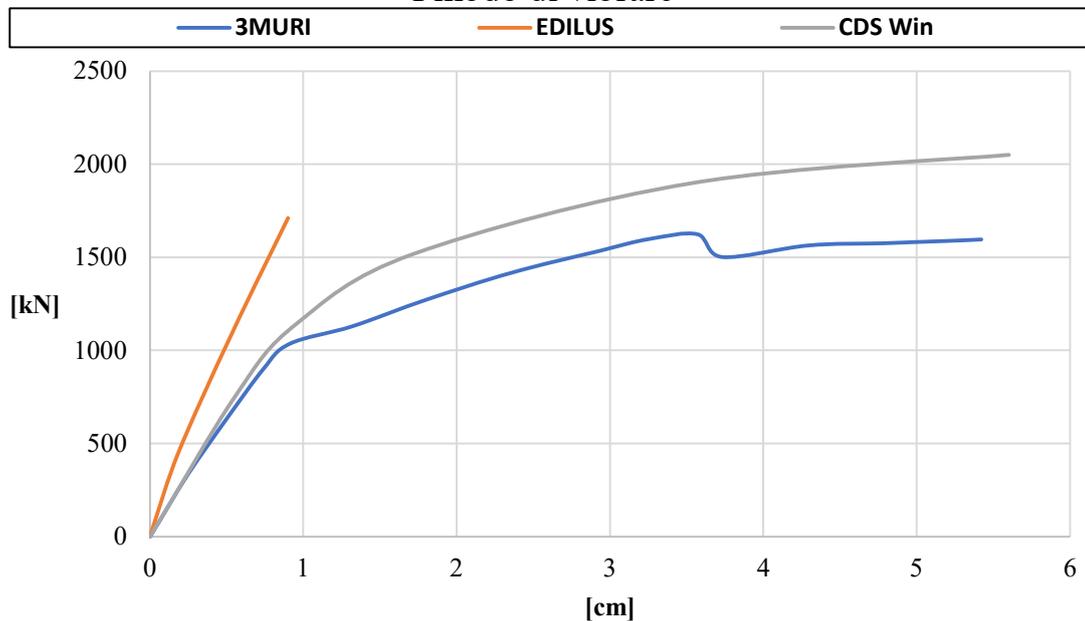


Allegato 5

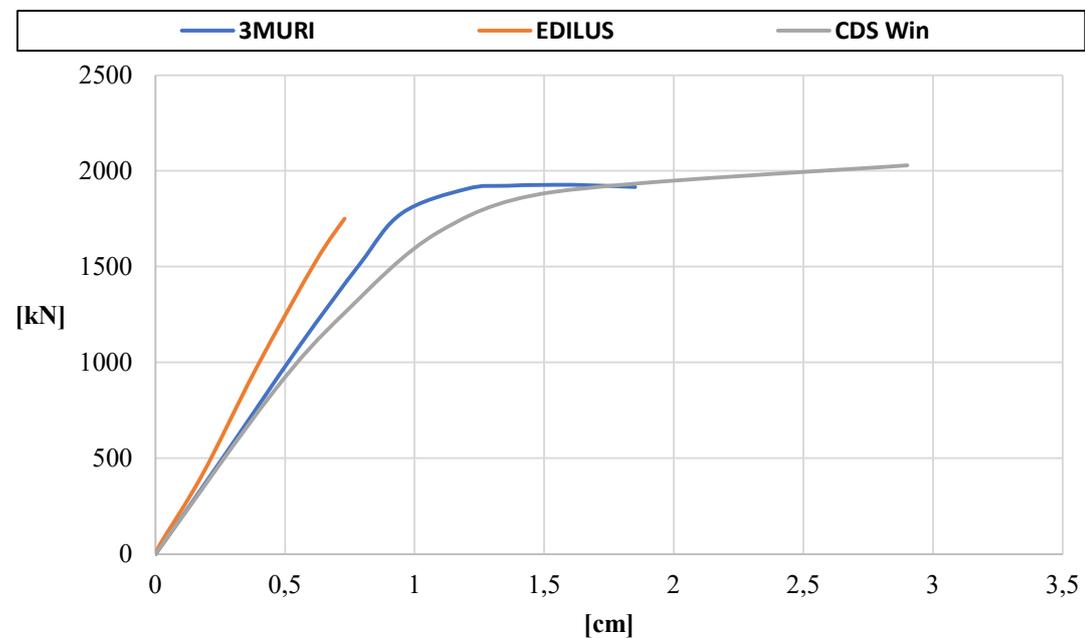
Software di calcolo 3MURI



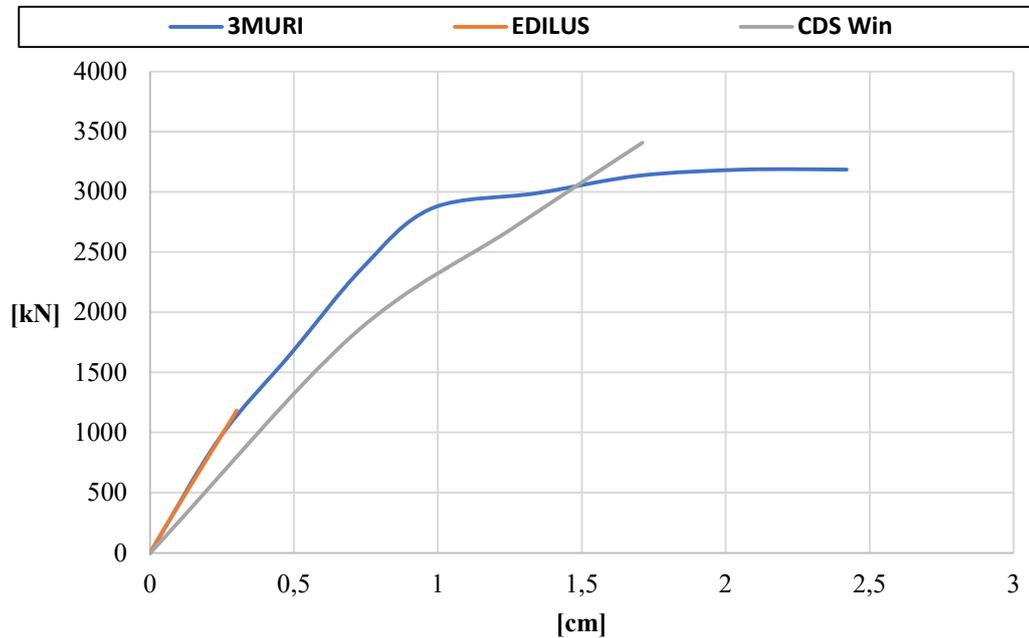
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



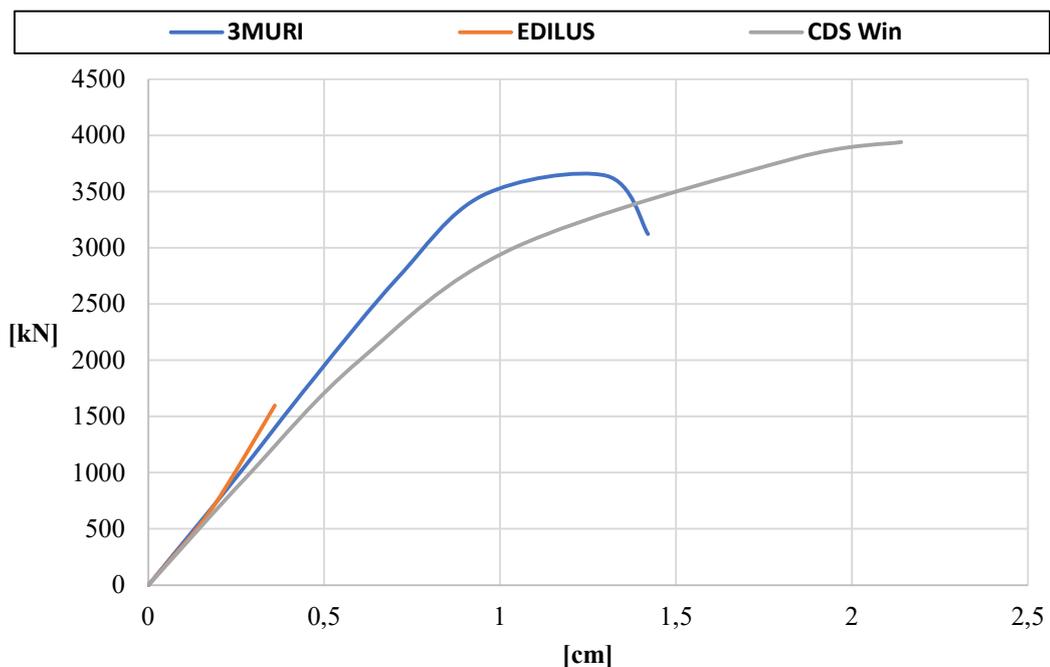
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc. -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



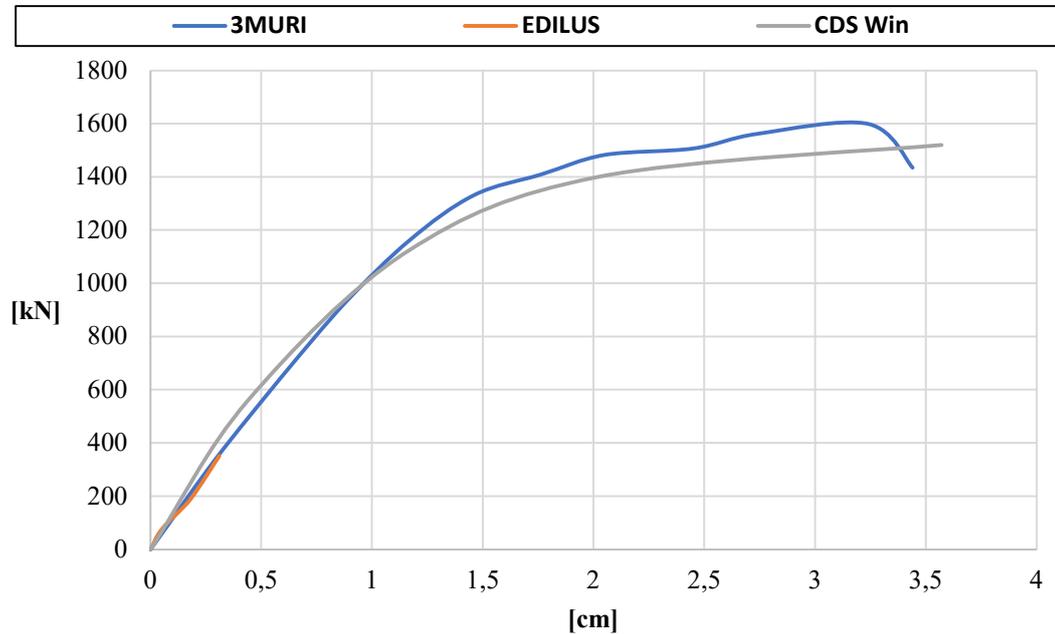
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione
proporzionale alle masse



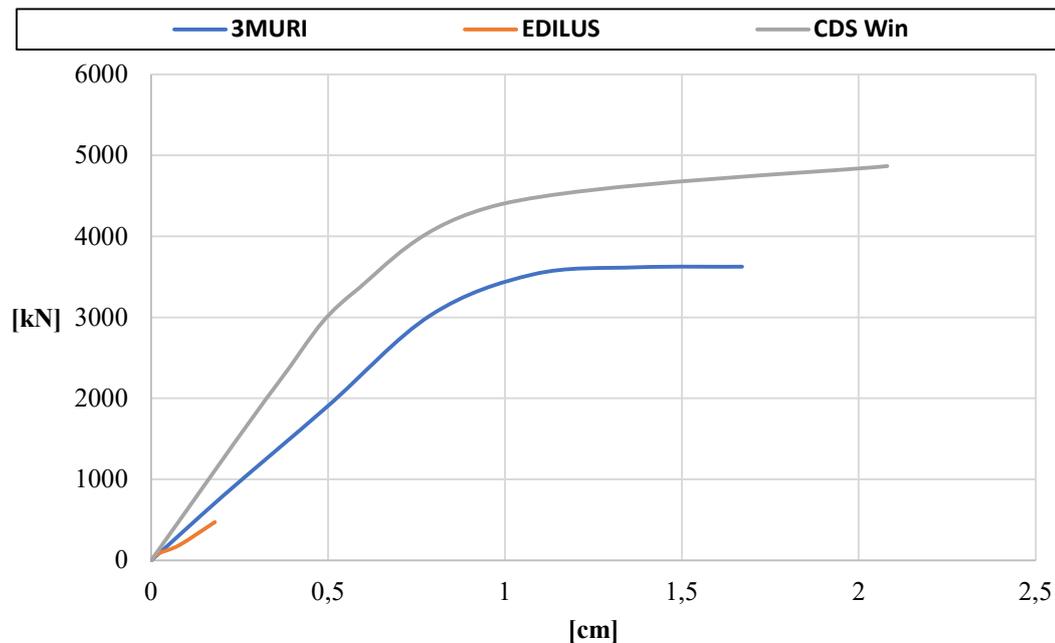
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (-Y ecc. -X), distribuzione
proporzionale alle masse



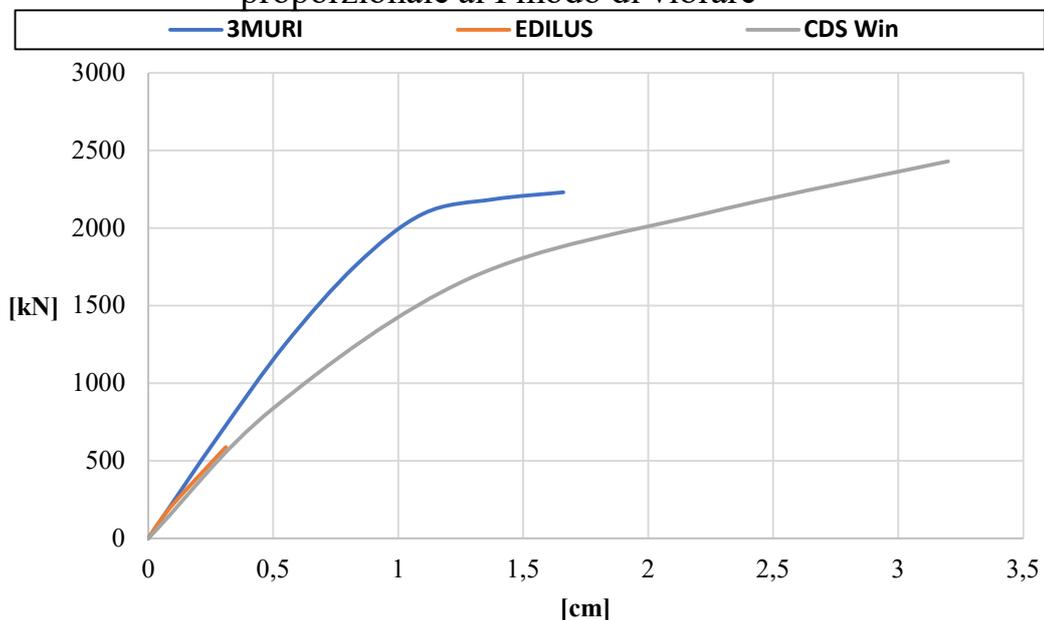
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



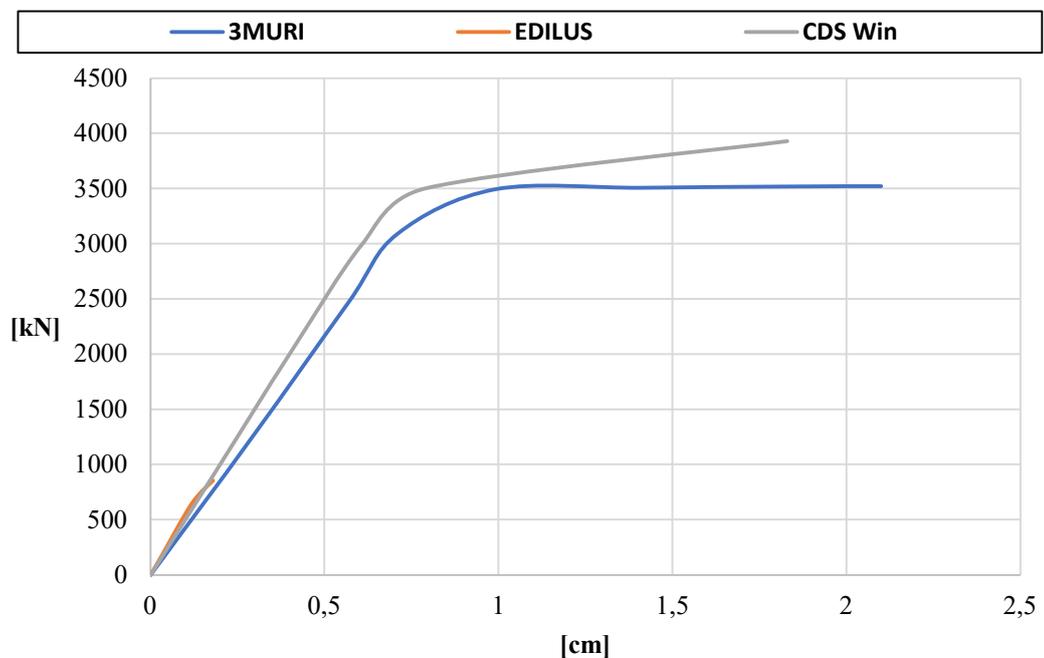
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale alle masse

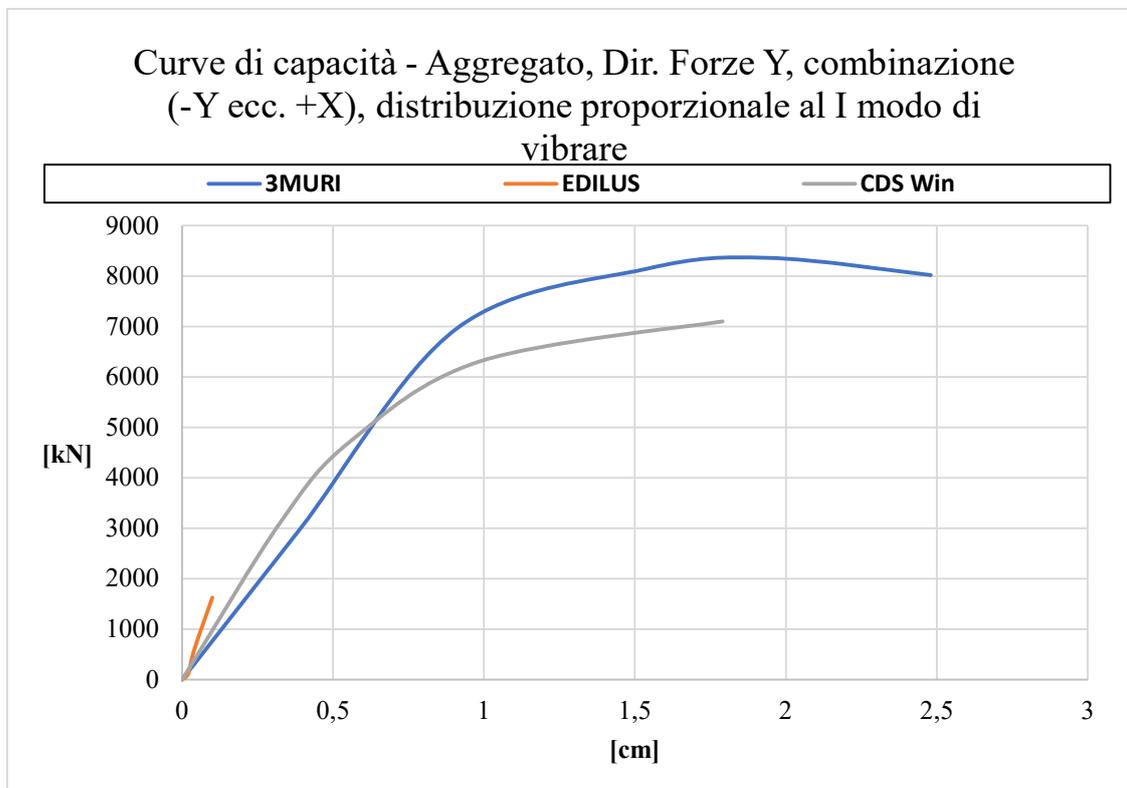
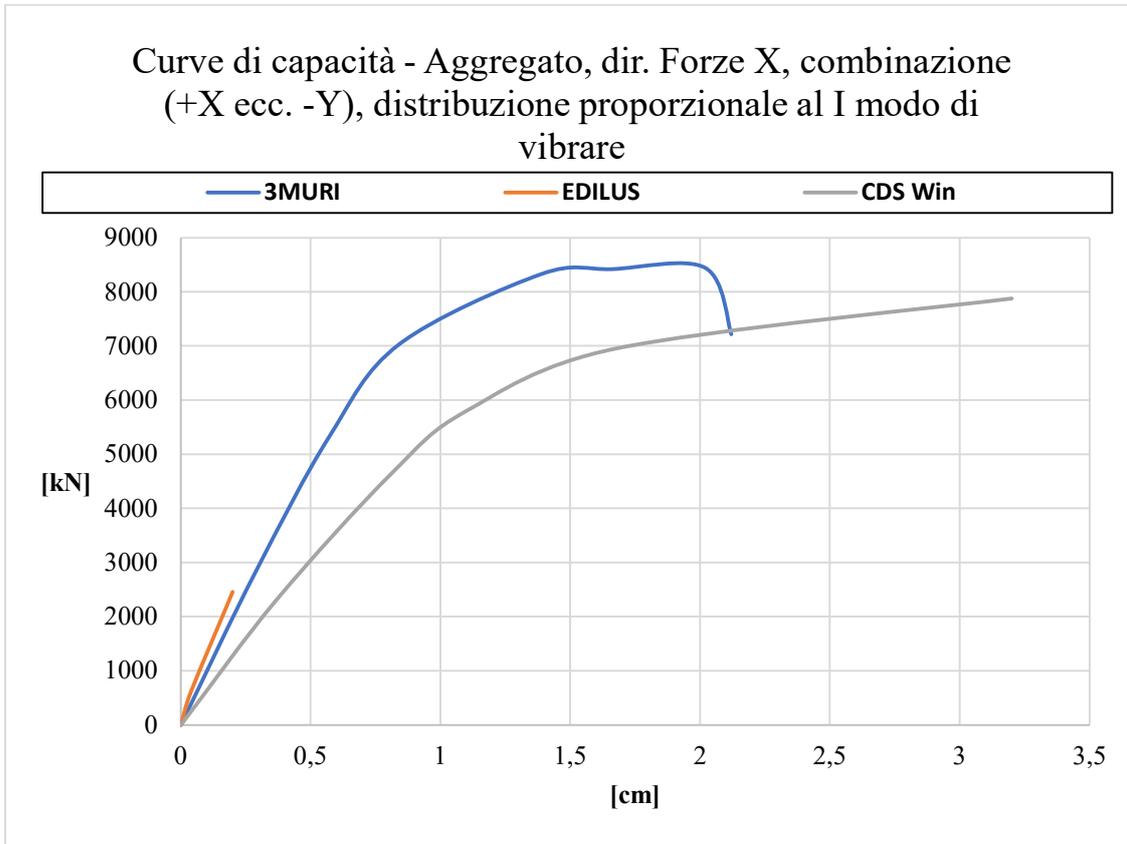


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. -Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

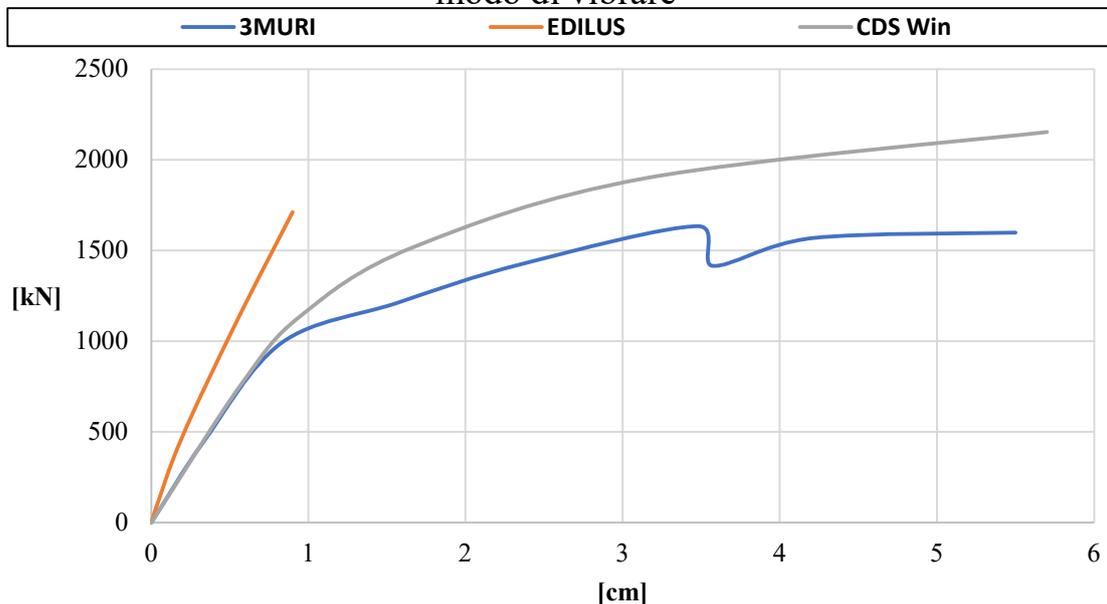


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

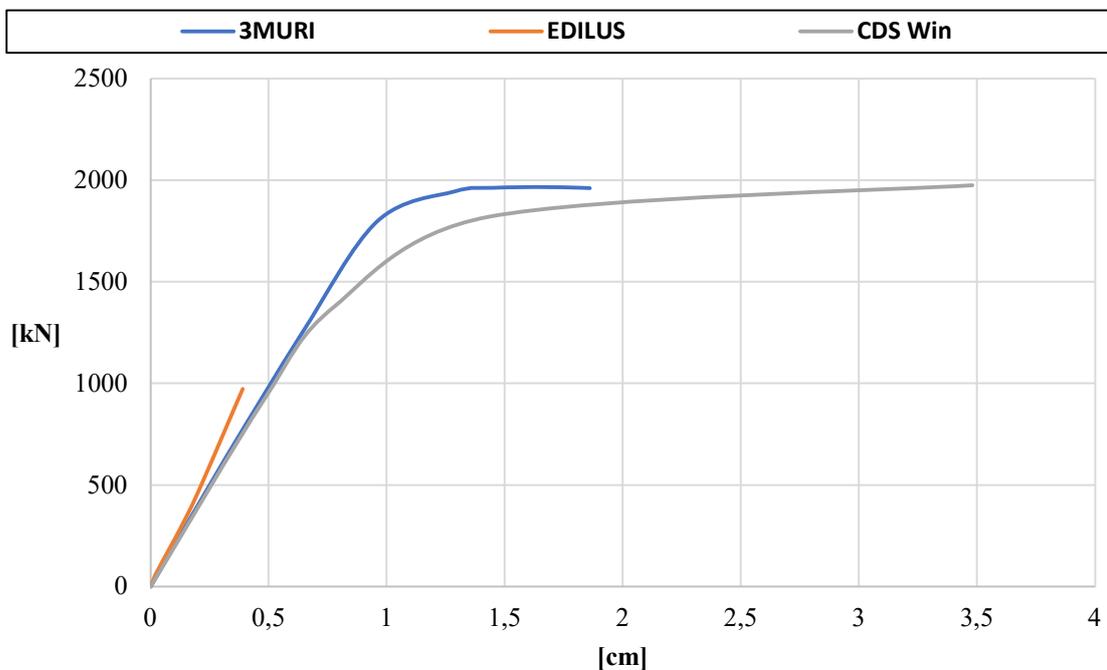




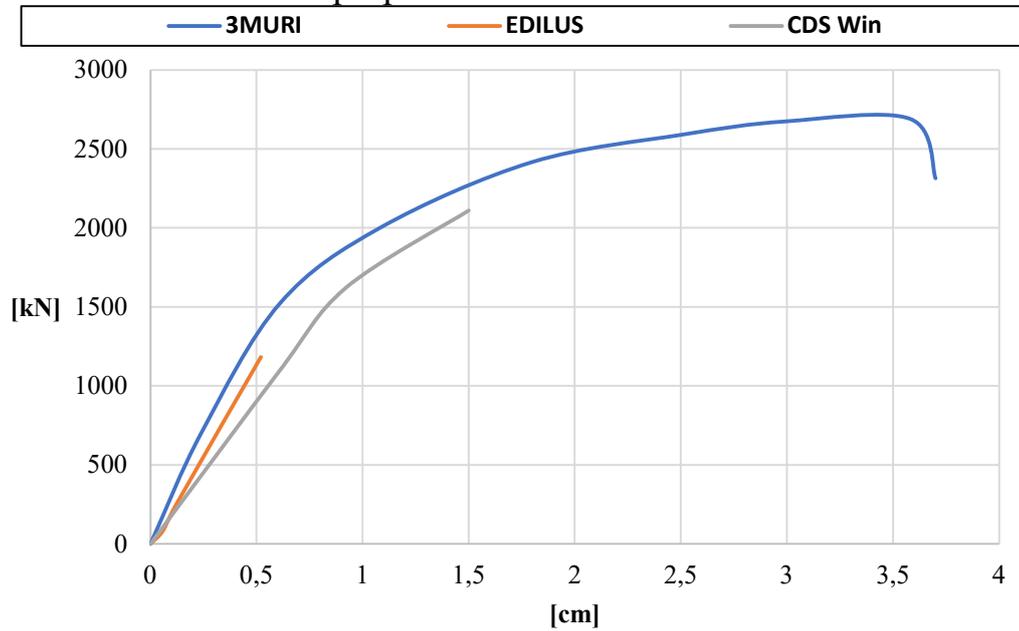
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



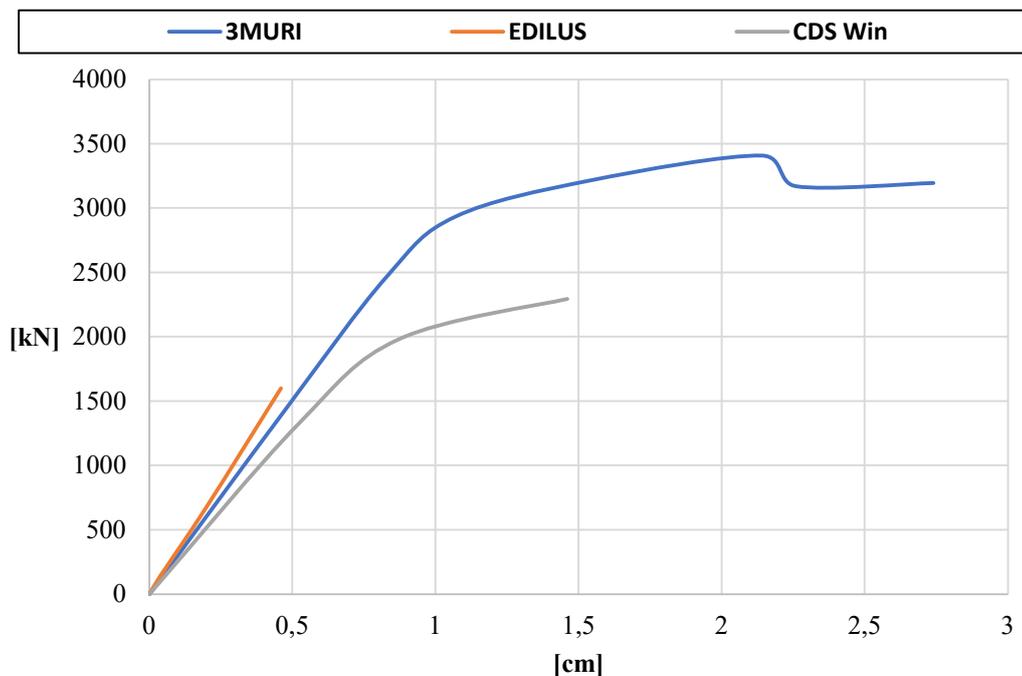
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



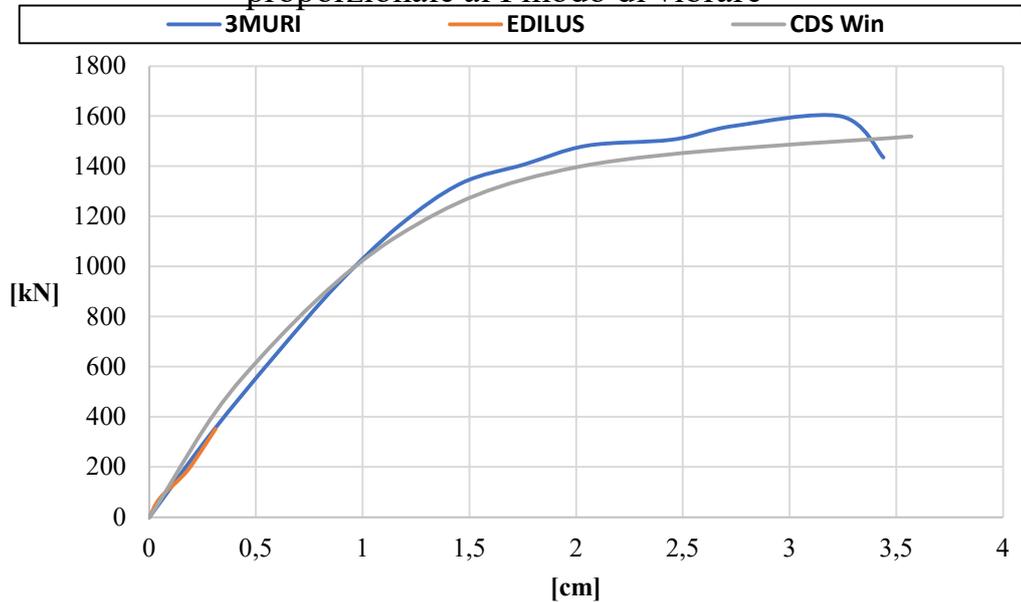
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato,
Dir. Forze X, combinazione (+X ecc. +Y),
distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



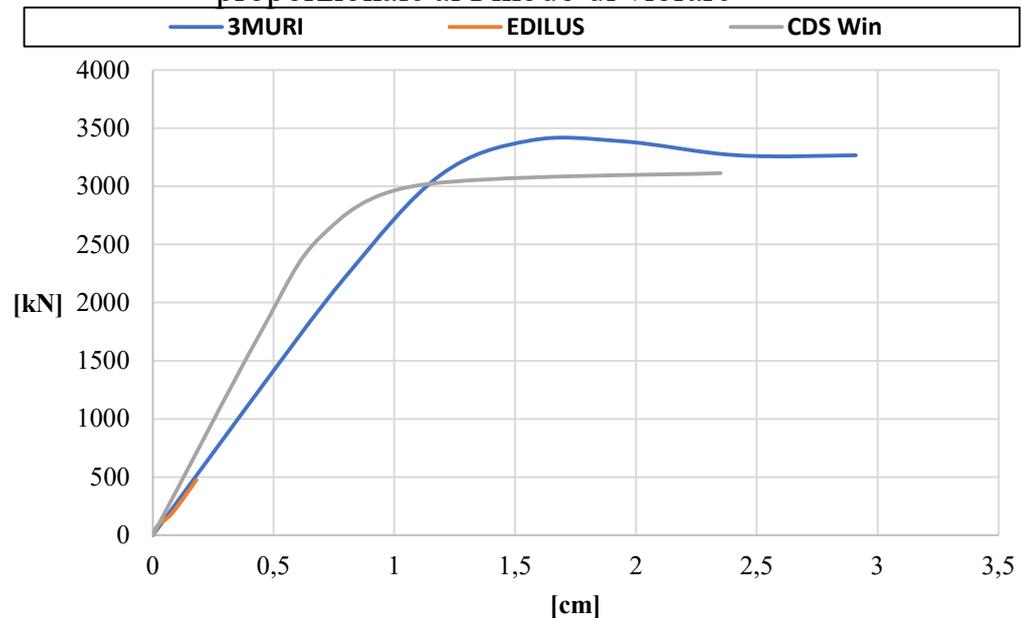
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc. -X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



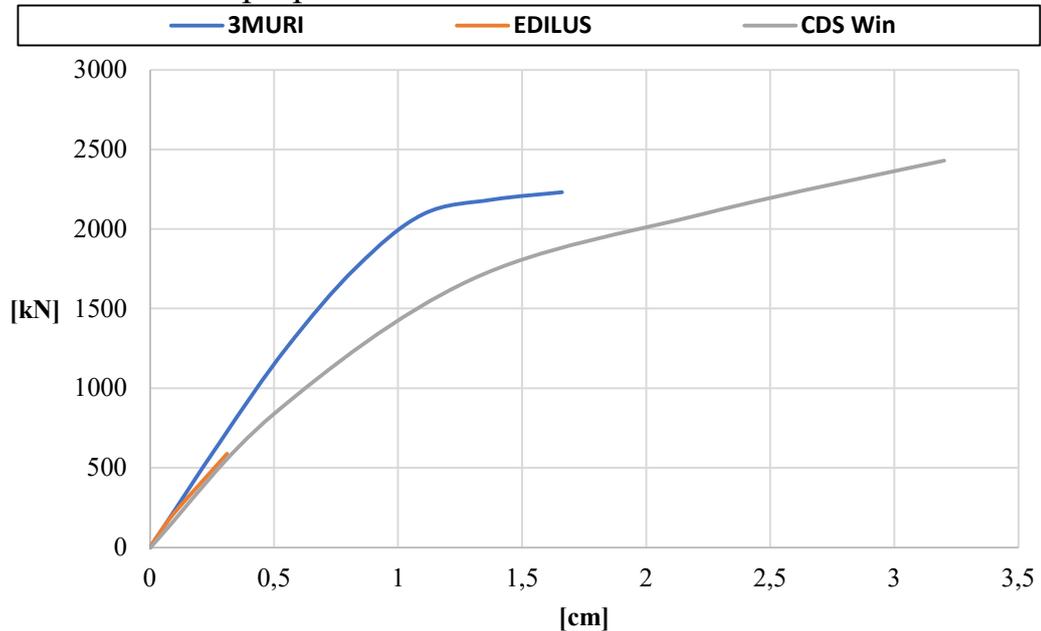
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc. +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



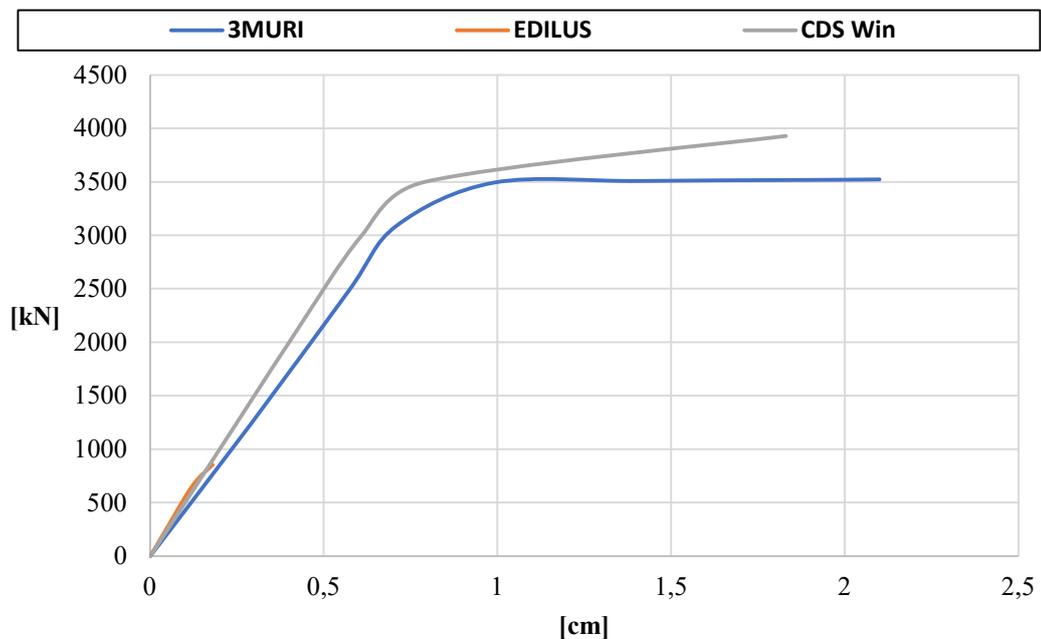
Curve di capacità - Unità di testata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc. -Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

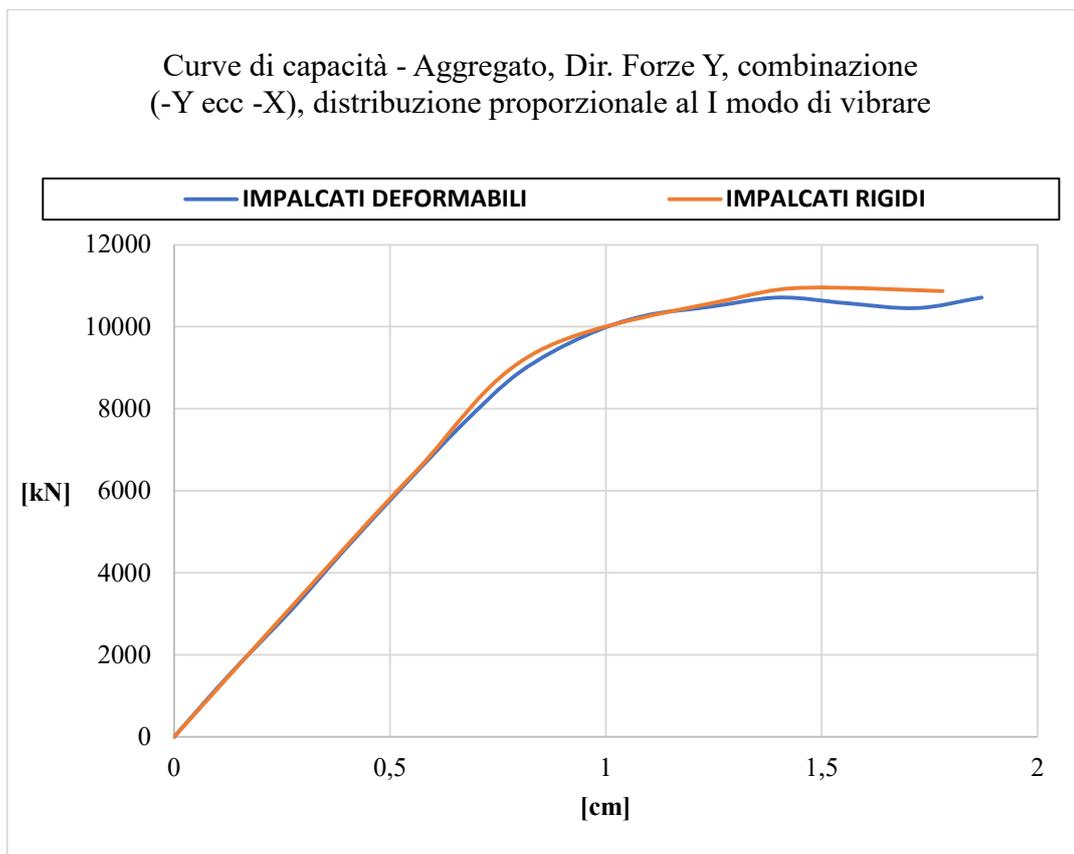
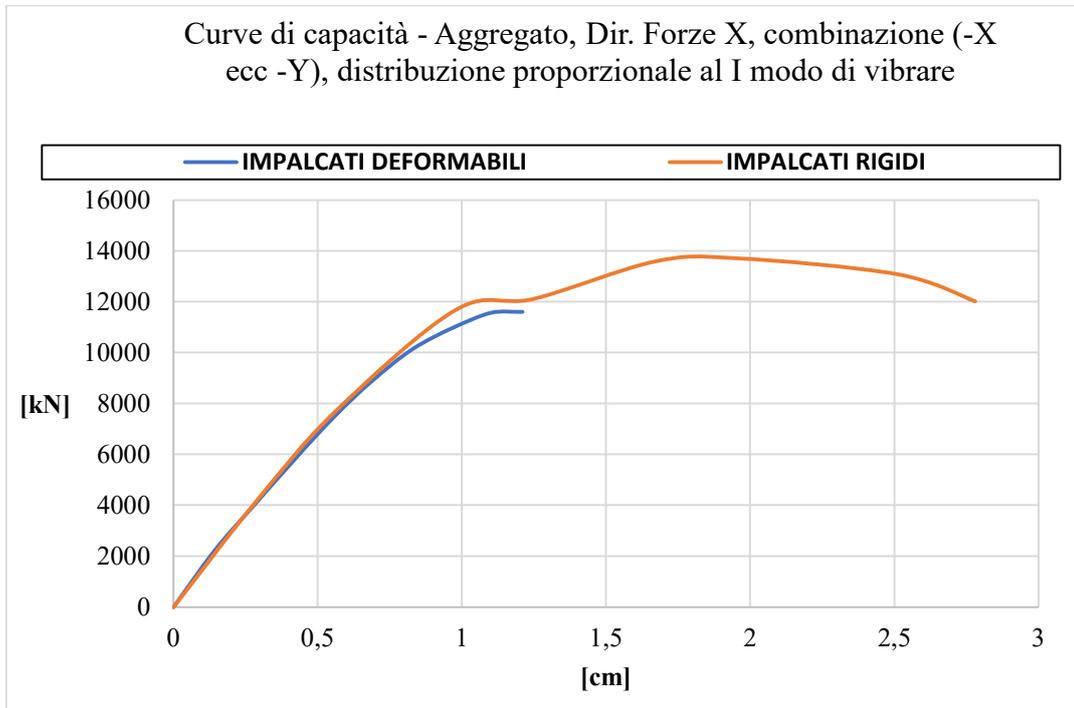


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc. +X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

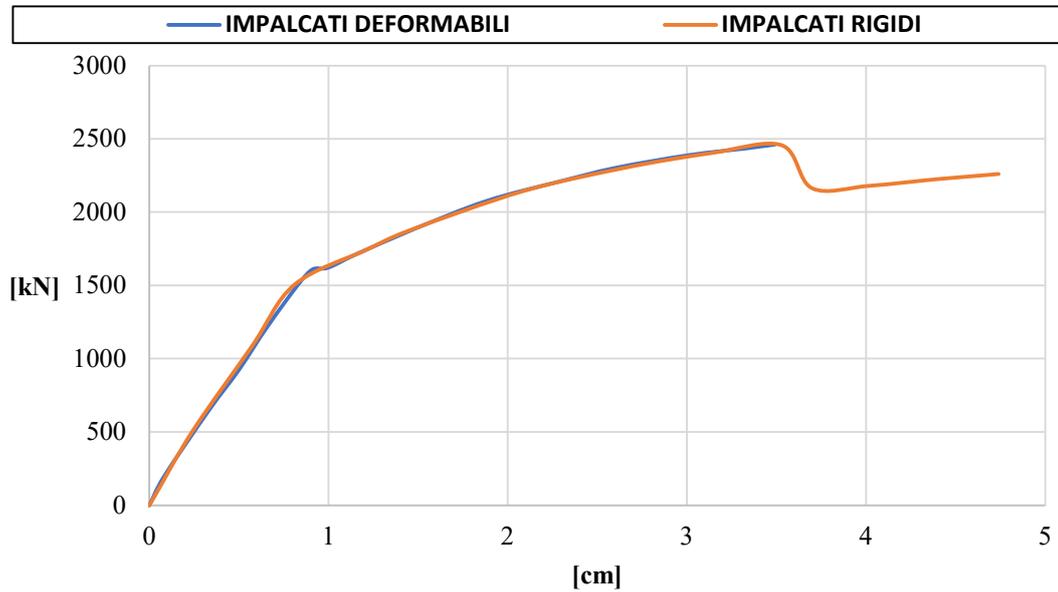


Allegato 6

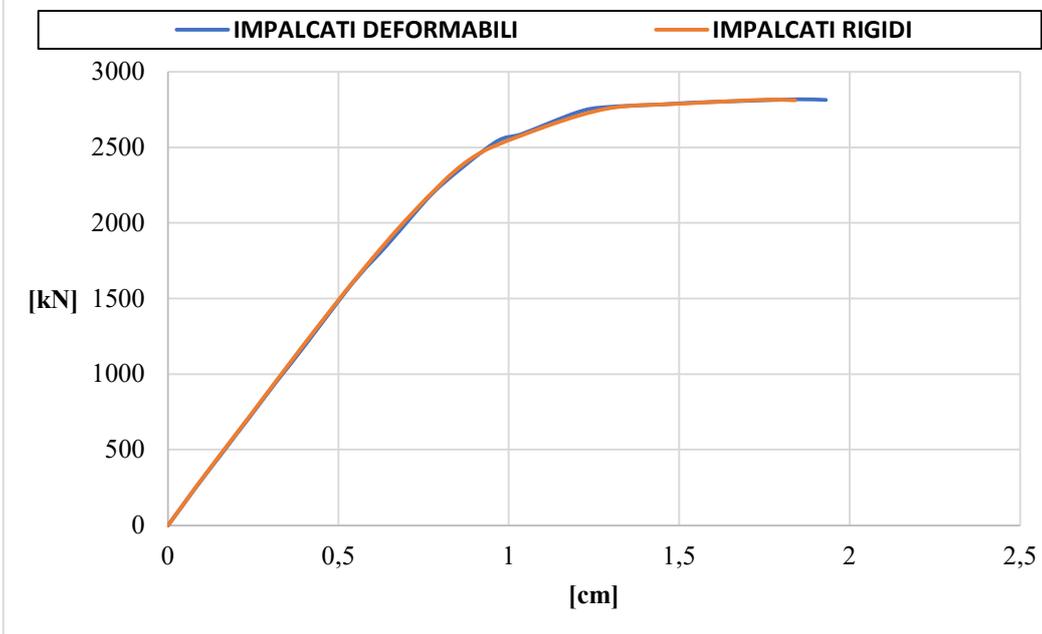
Software di calcolo 3MURI



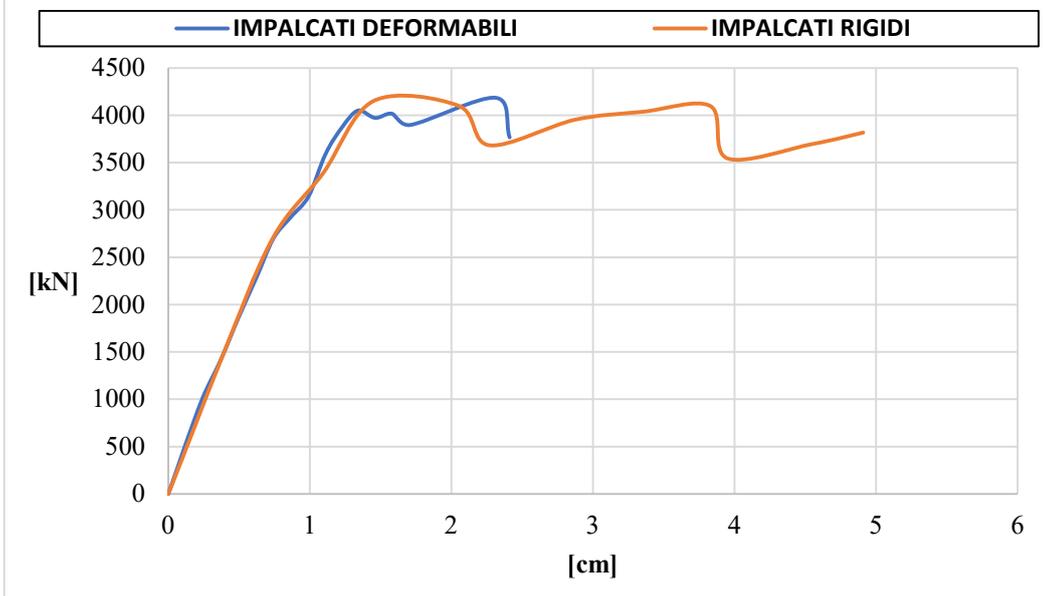
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



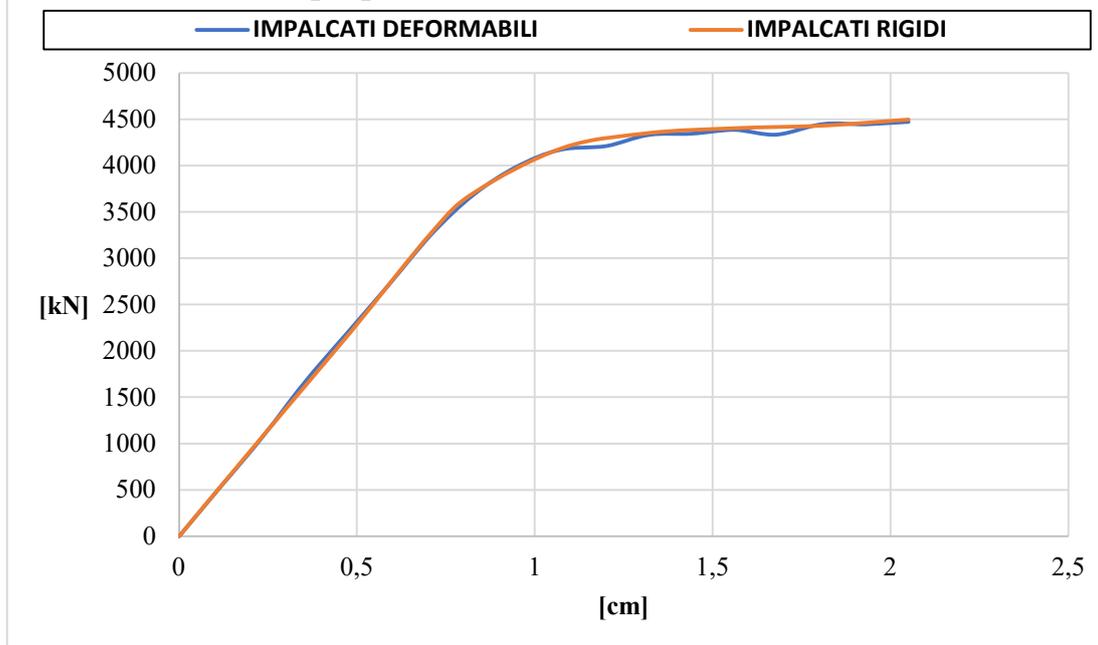
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



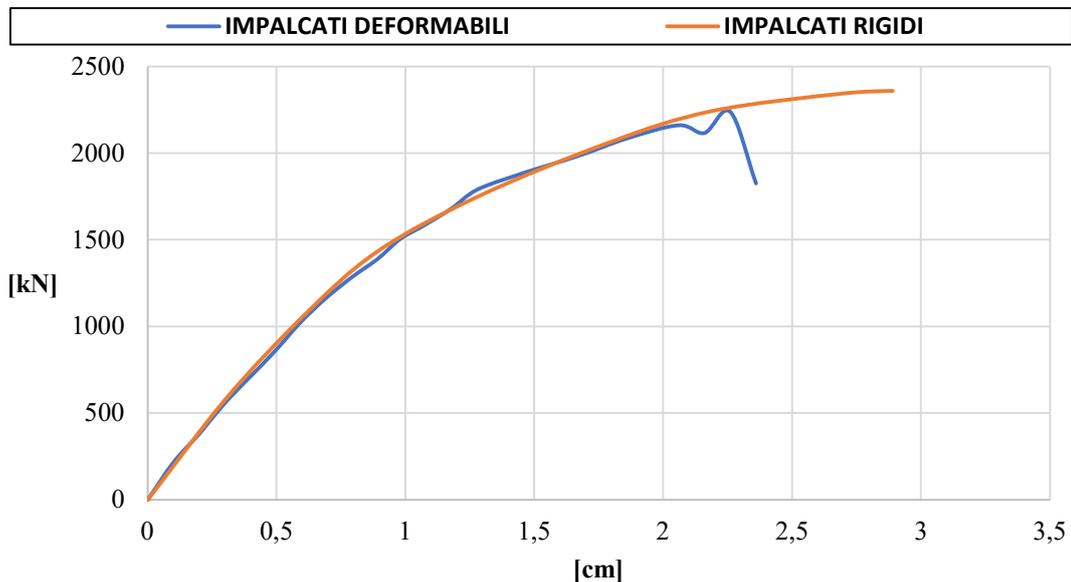
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



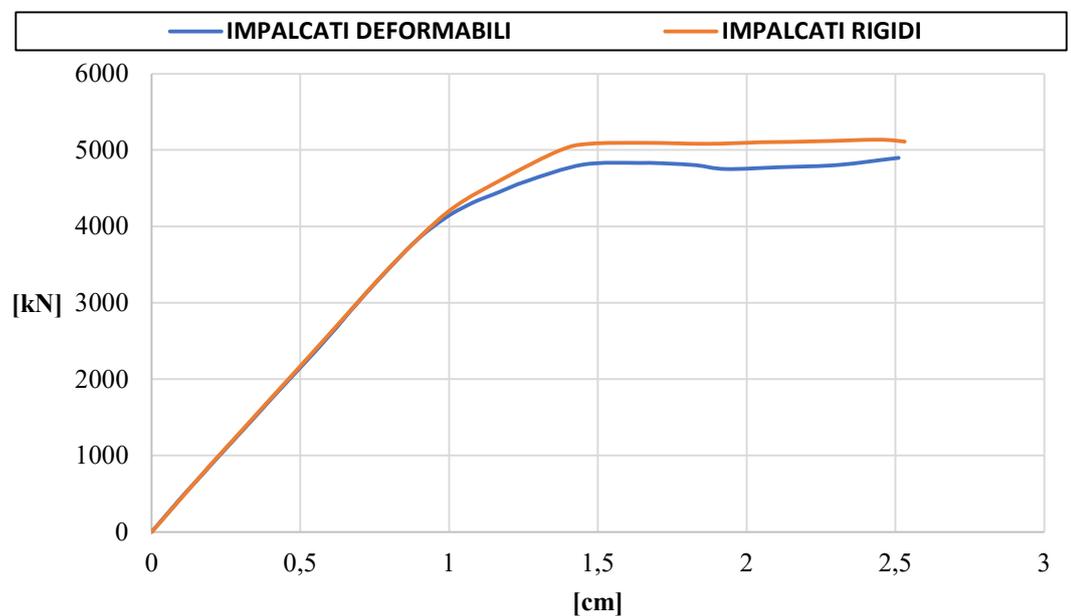
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



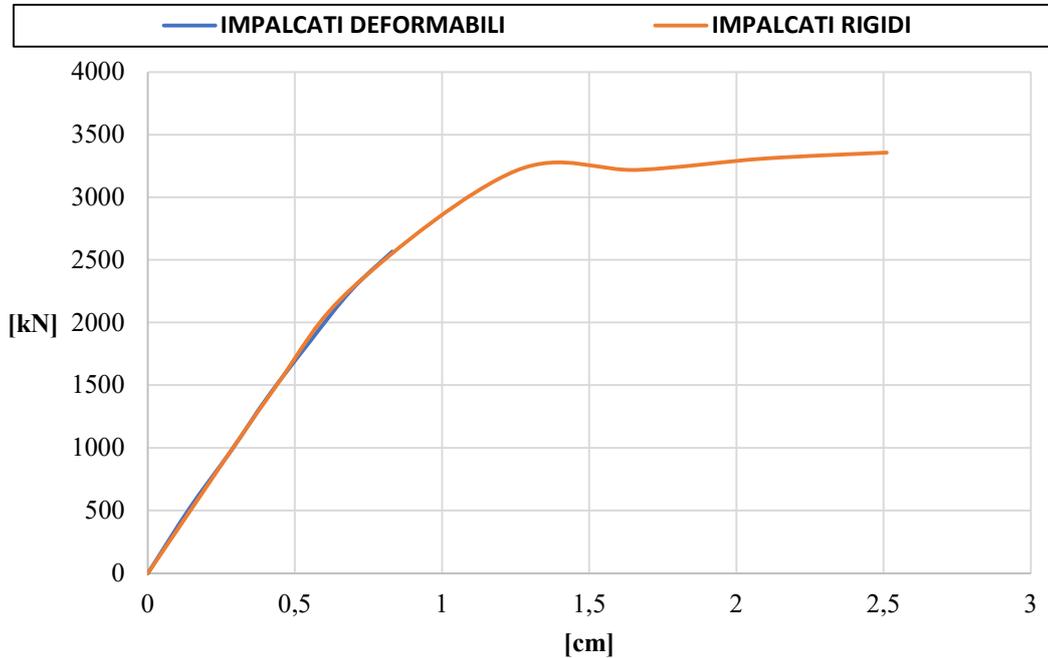
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



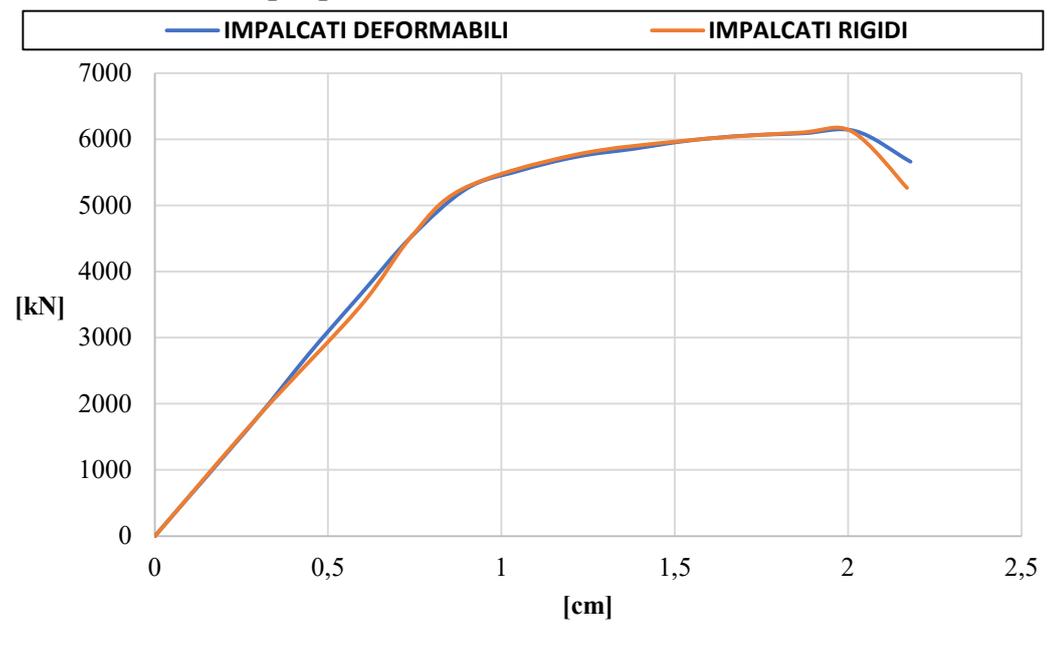
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

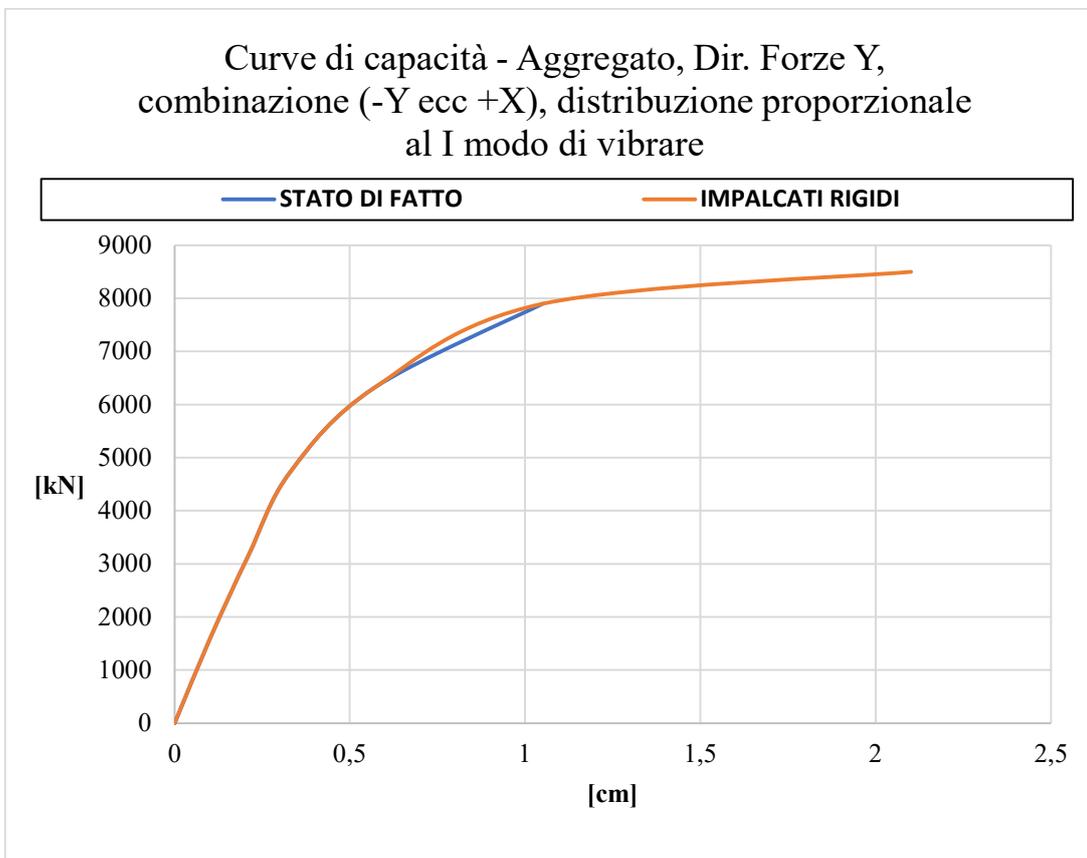
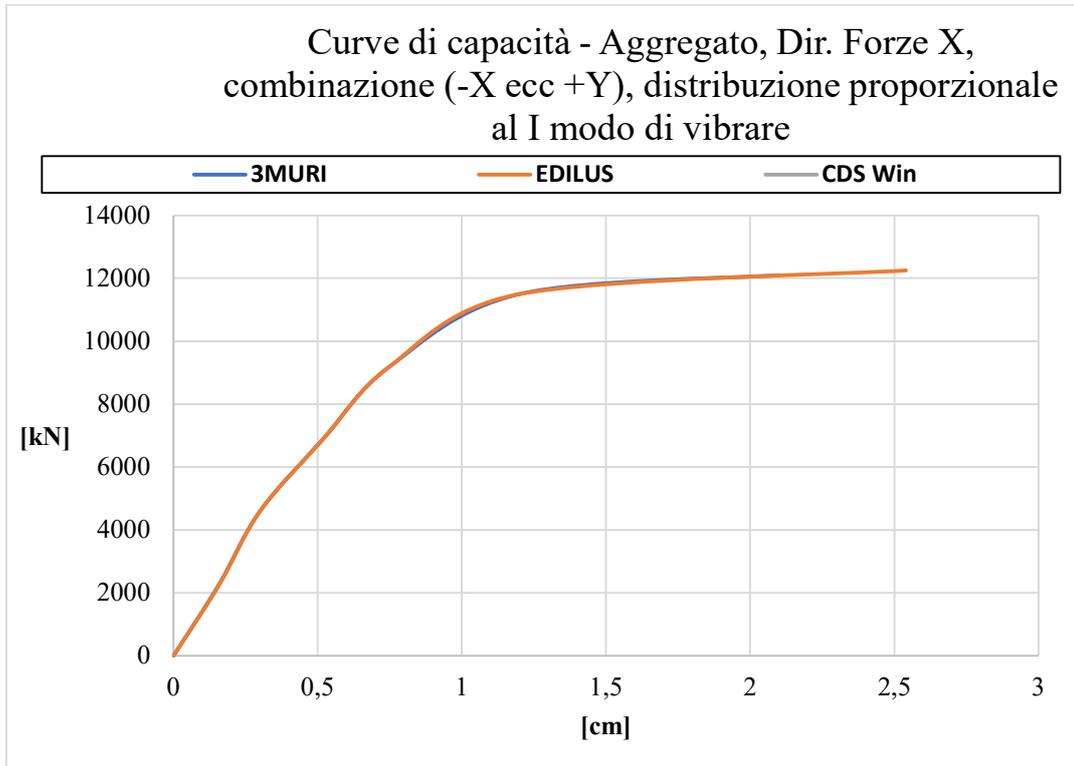


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

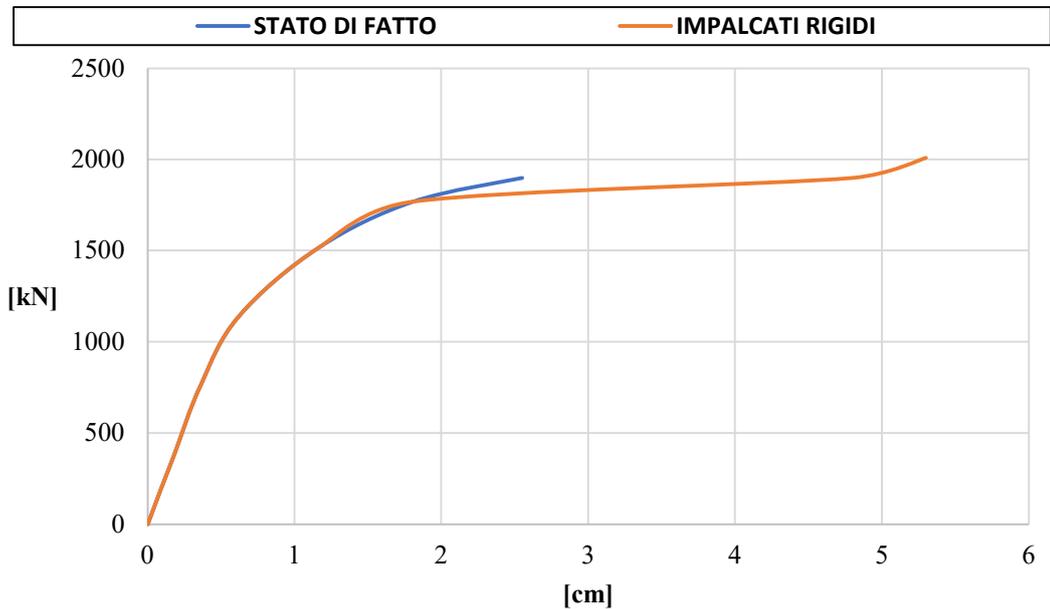


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

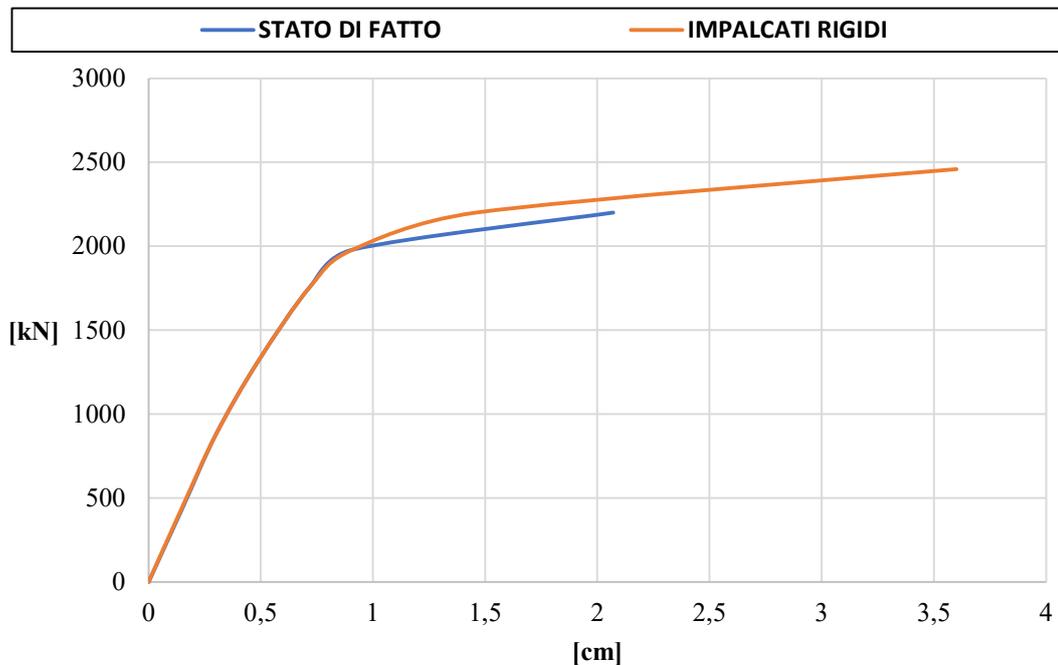




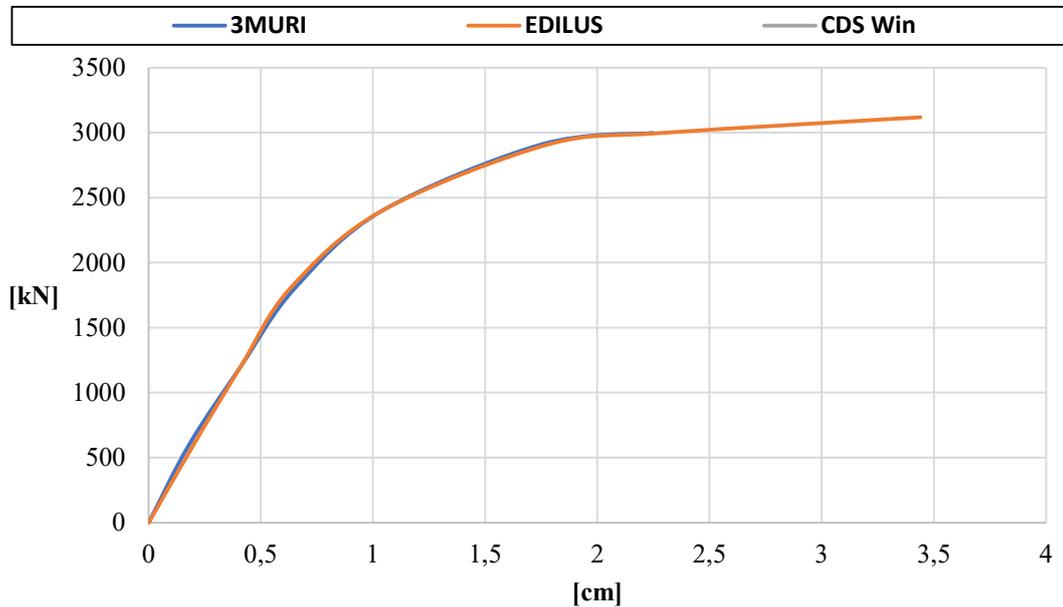
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



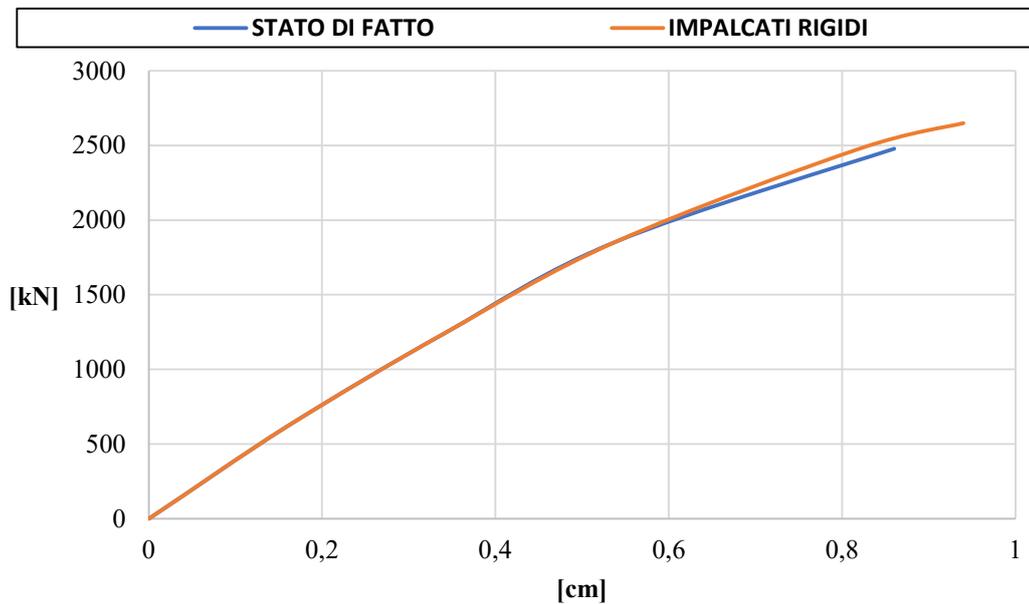
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



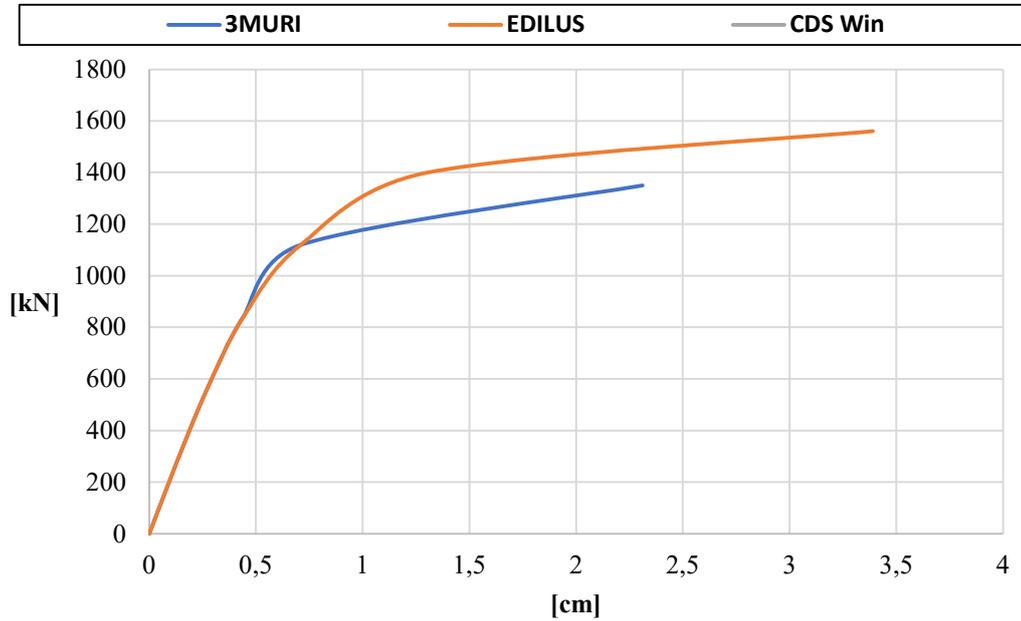
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (-X ecc -Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



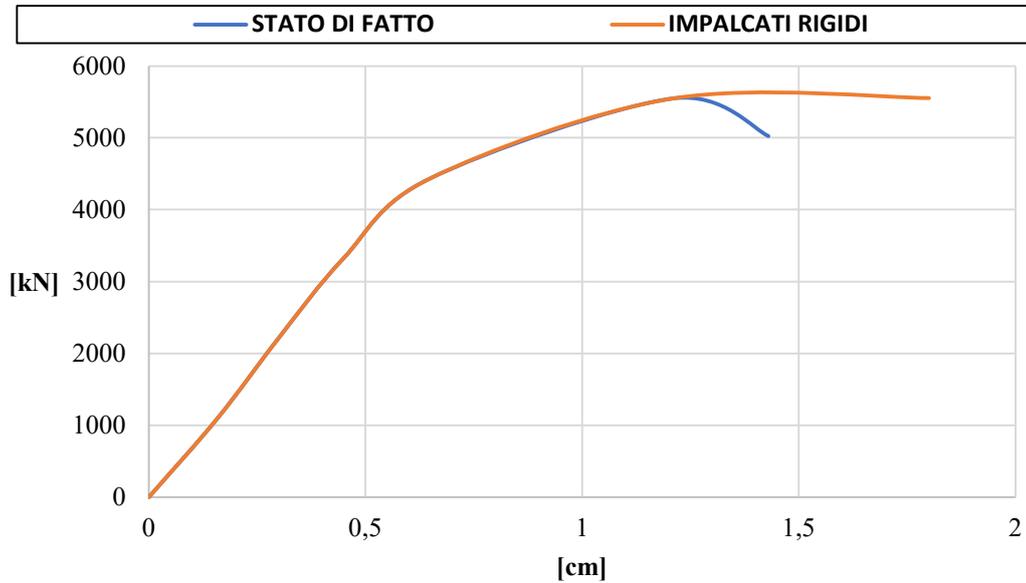
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze Y,
combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I
modo di vibrare



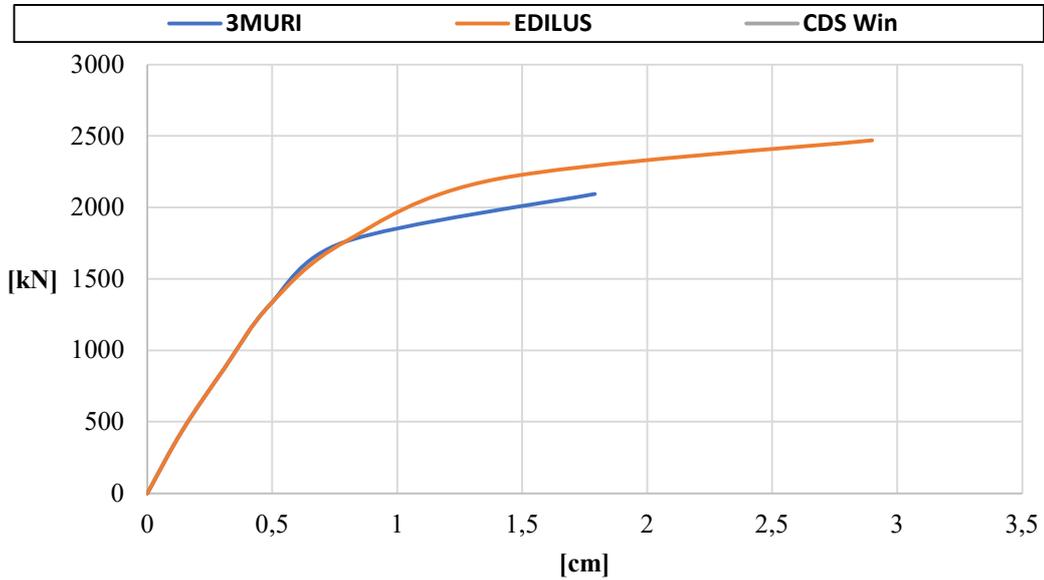
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



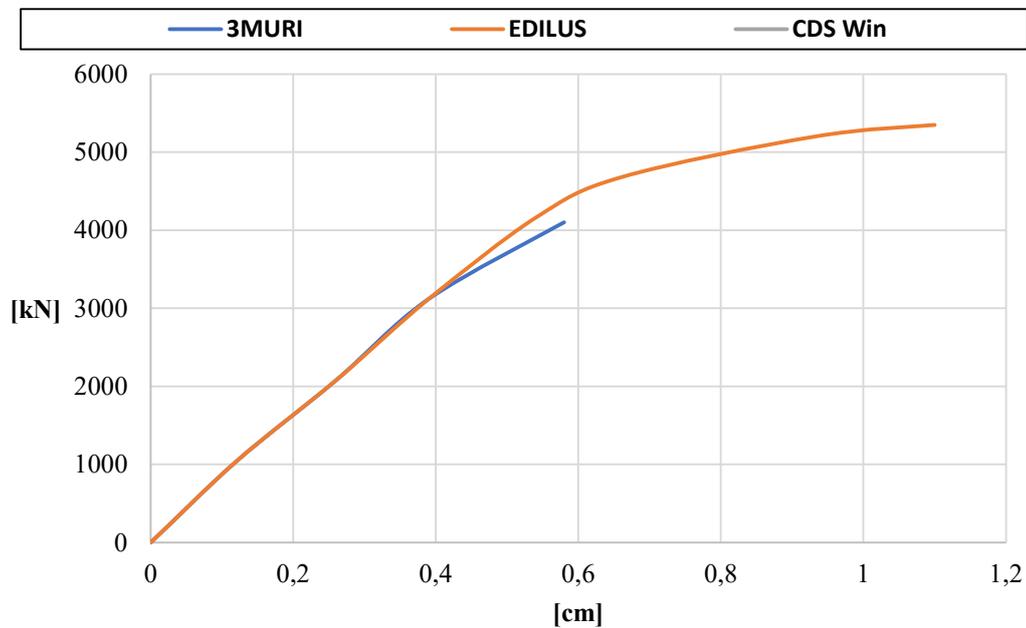
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

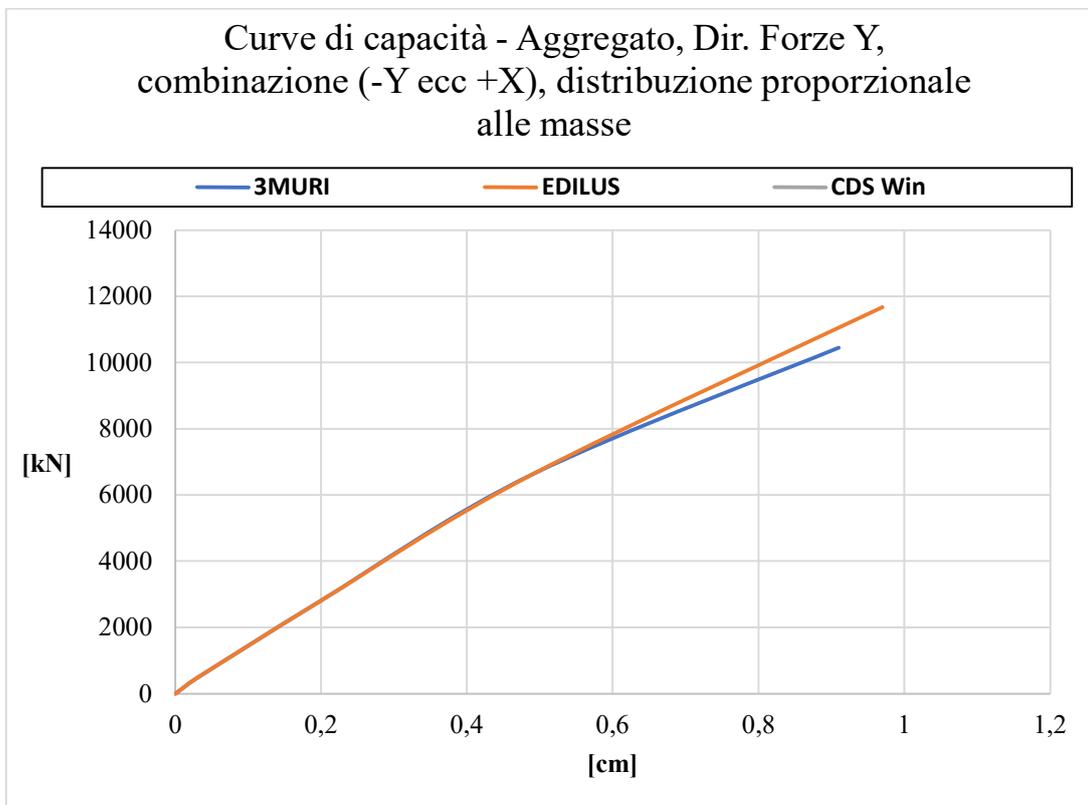
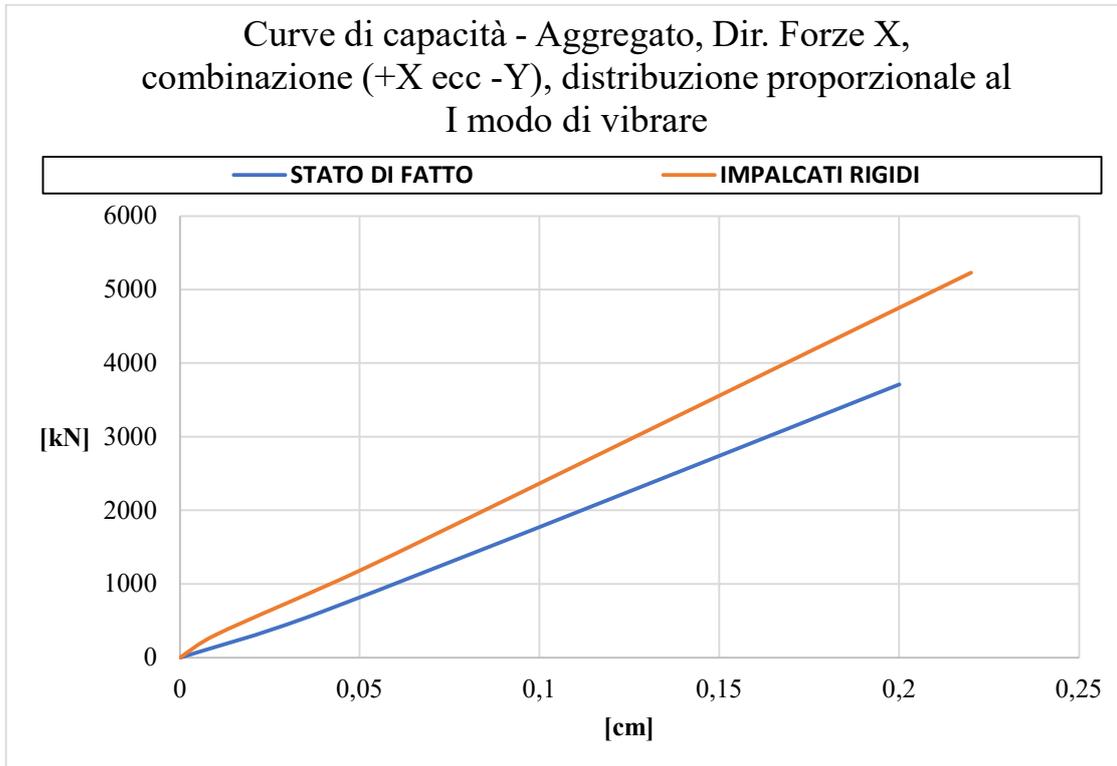


Curve di capacità - Unità di testa in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

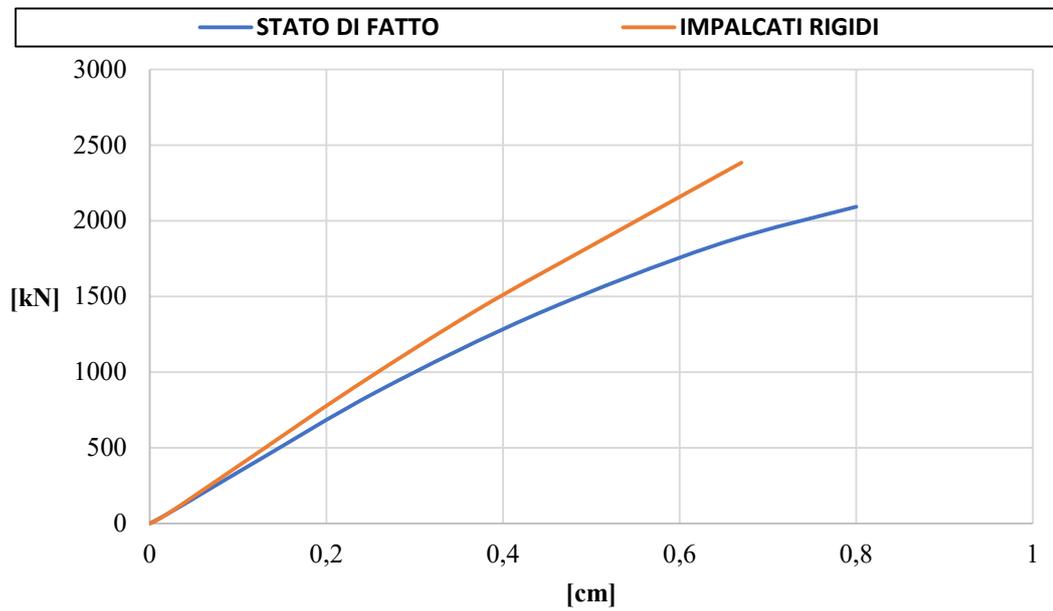


Curve di capacità - Unità di testa in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

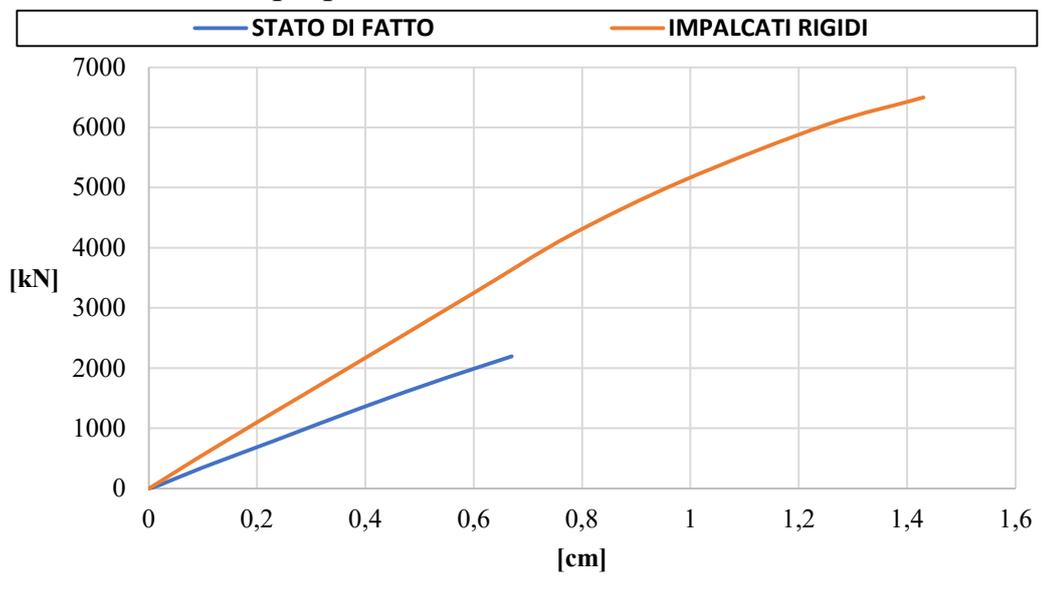




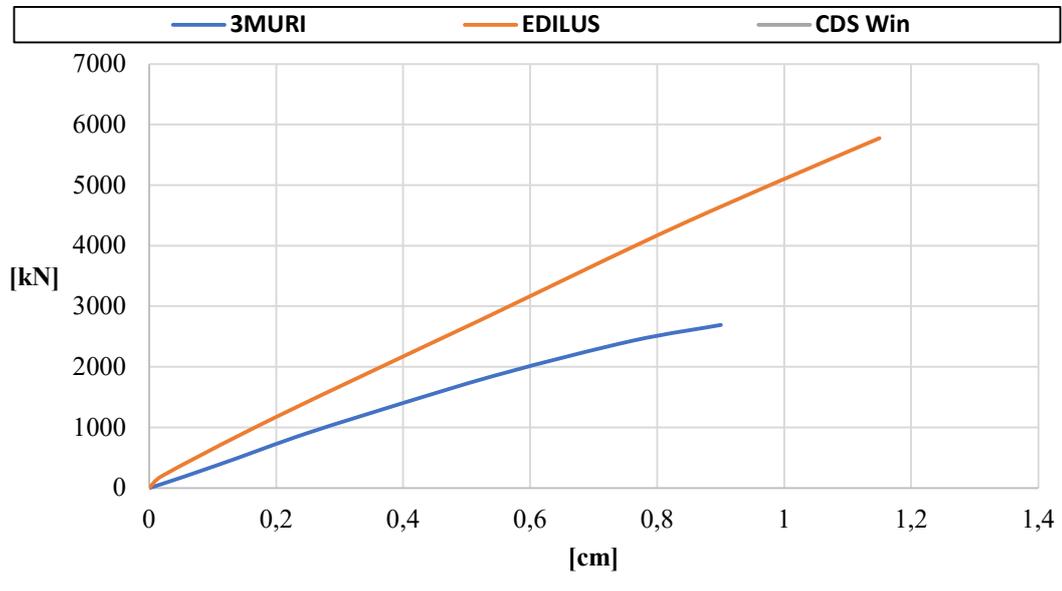
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



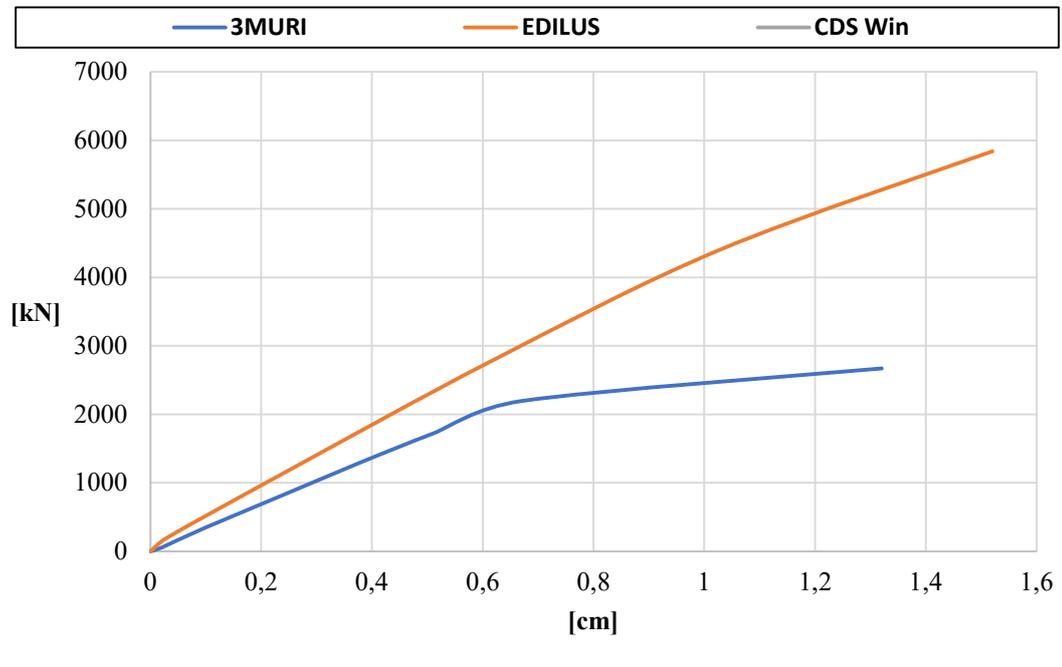
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



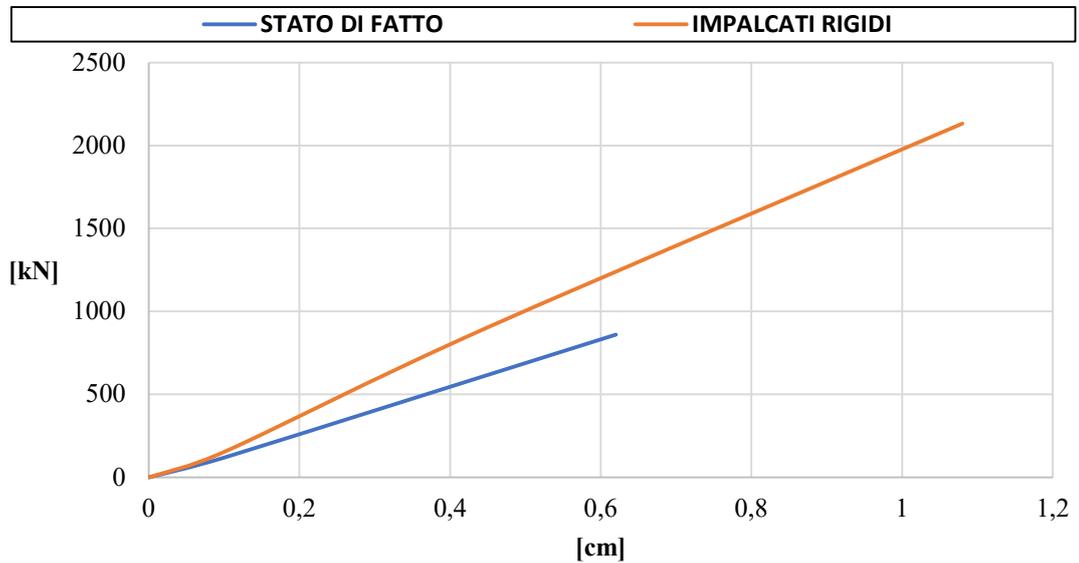
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



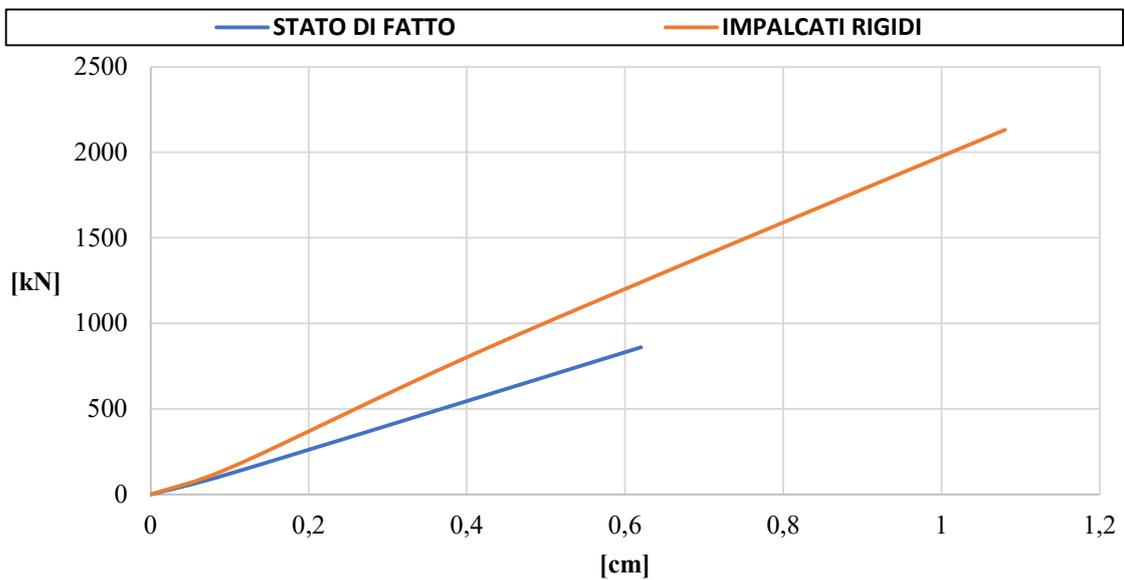
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare



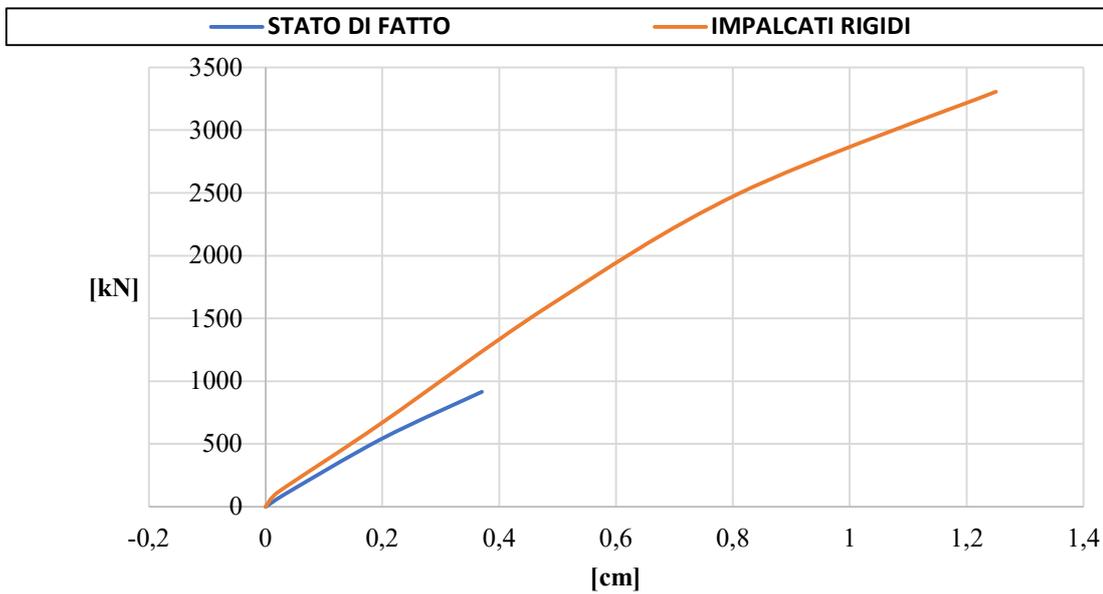
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



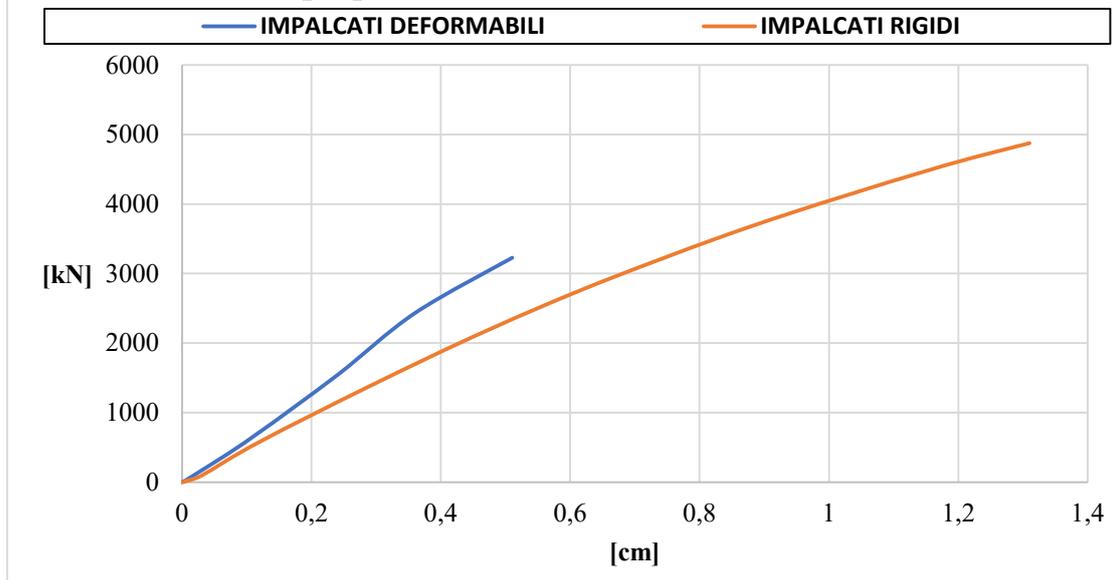
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

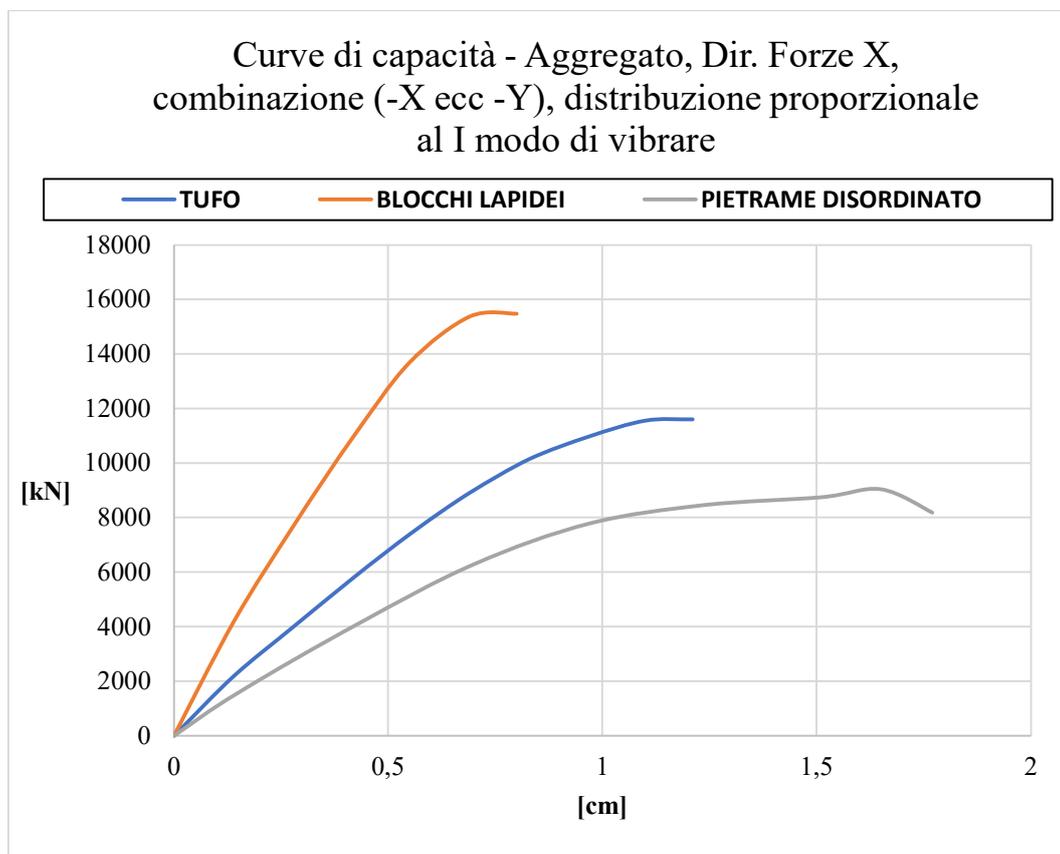


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

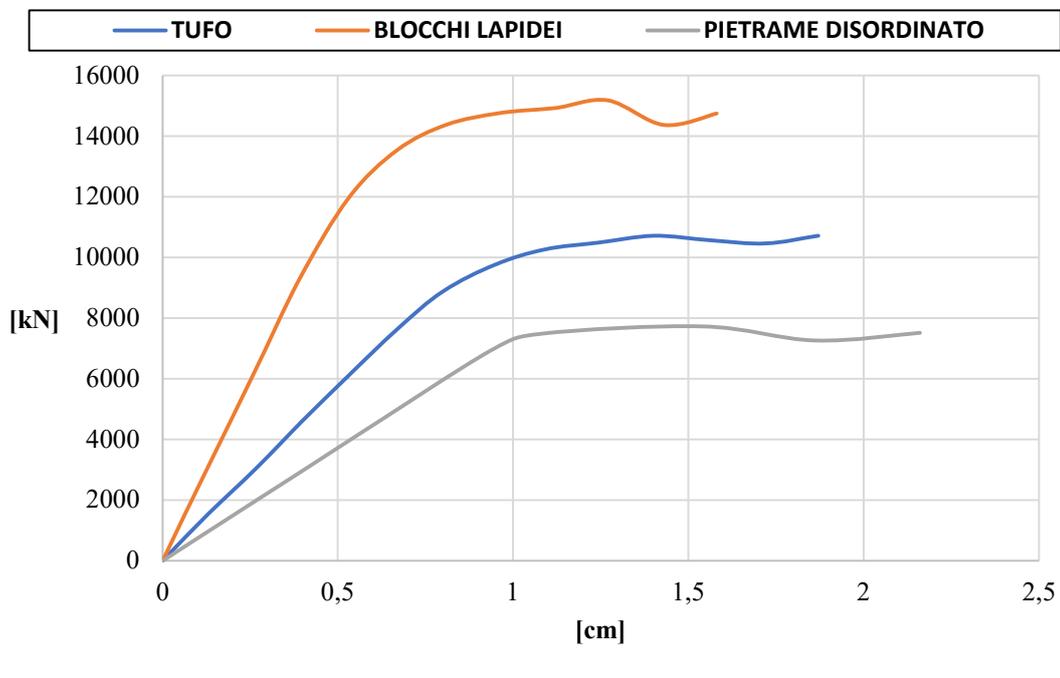


Allegato 7

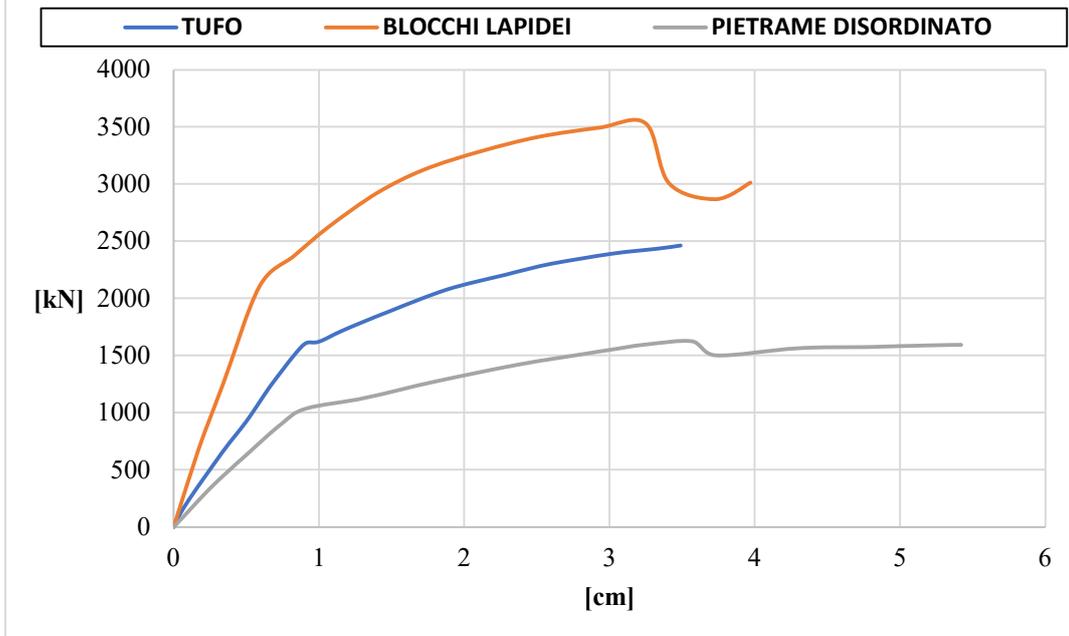
Software di calcolo 3MURI



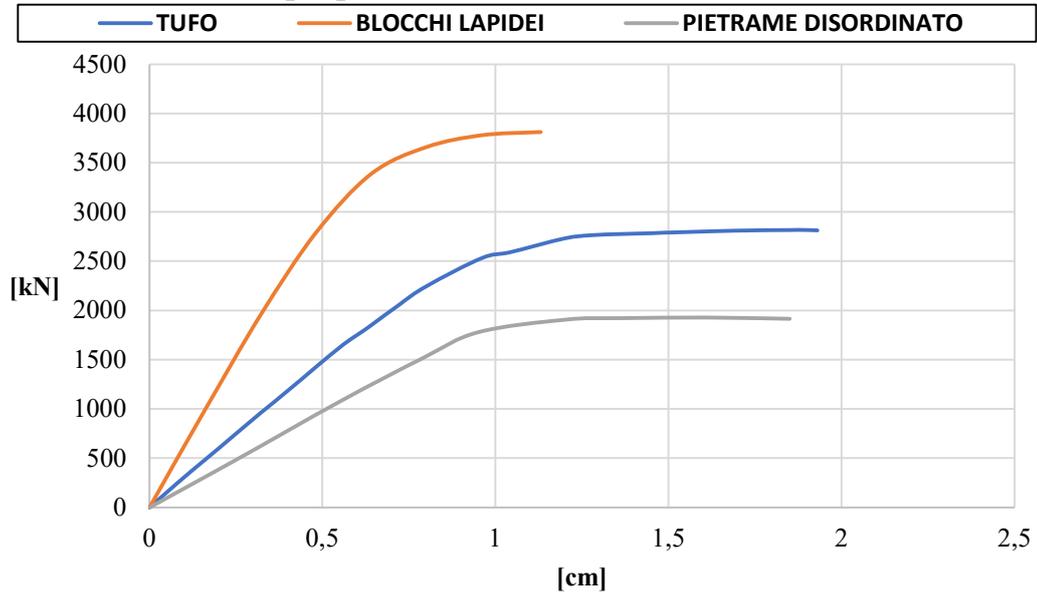
Curve di capacità - Aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



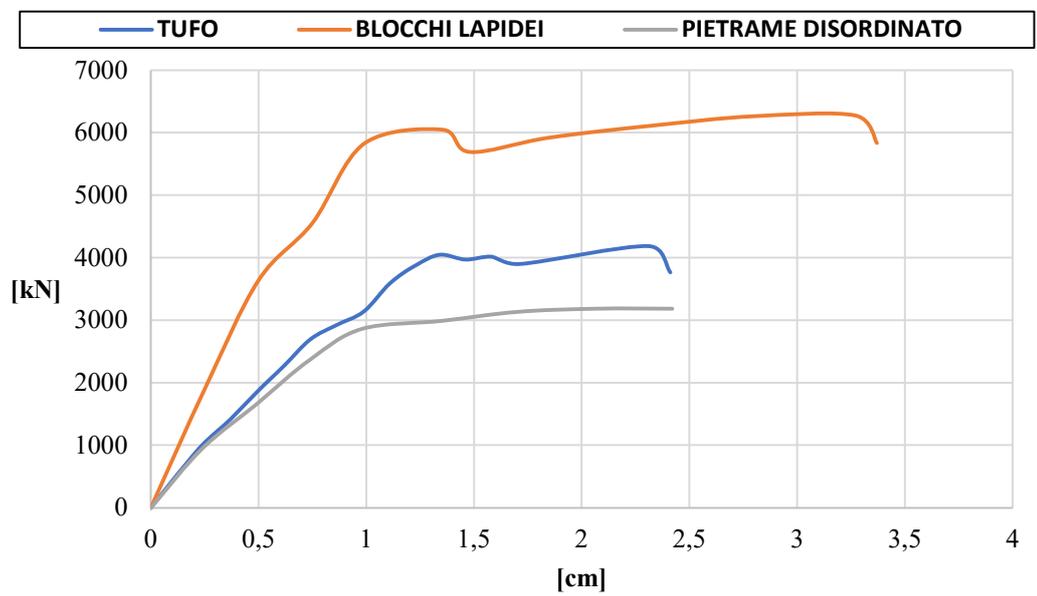
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



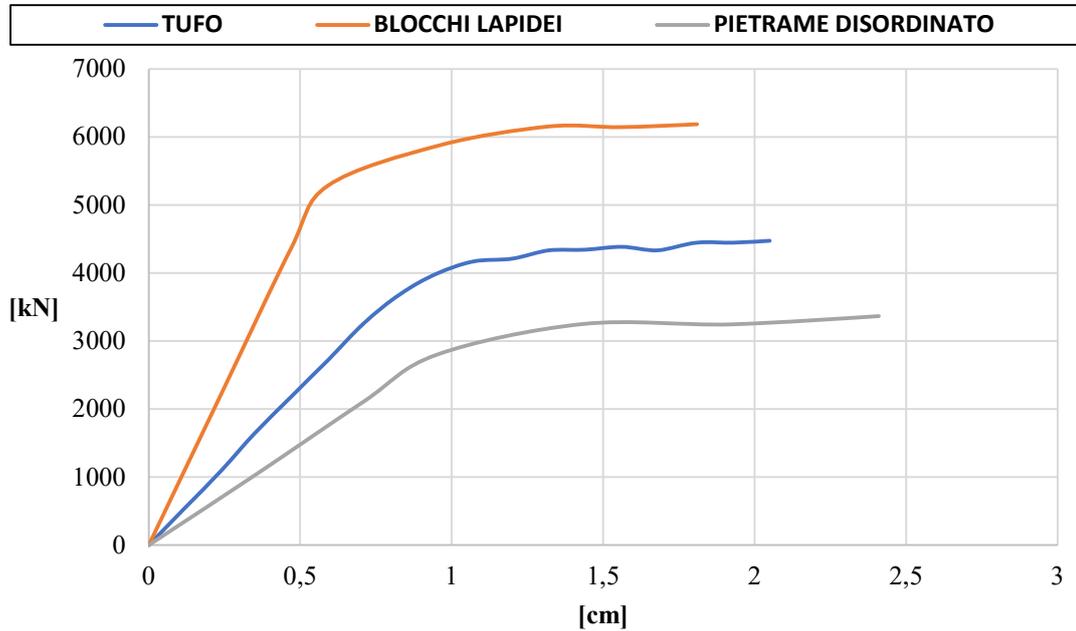
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



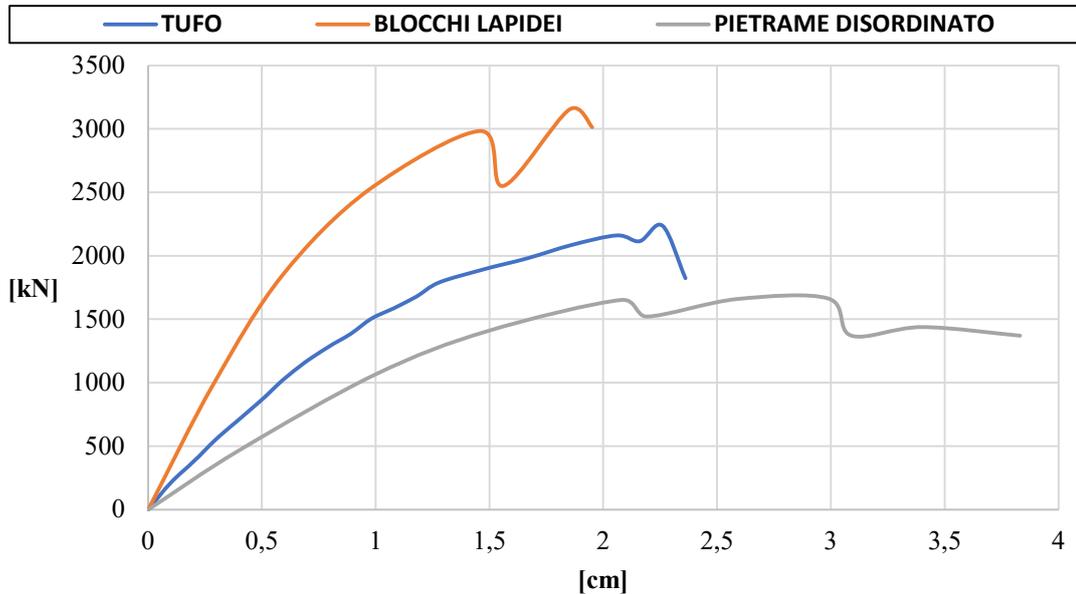
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



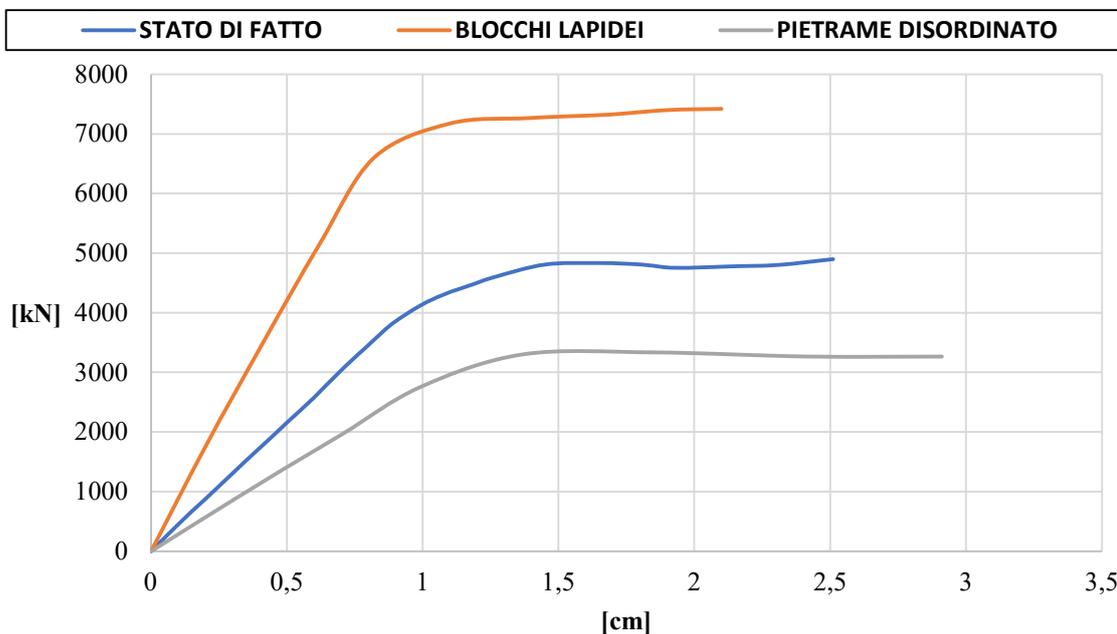
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



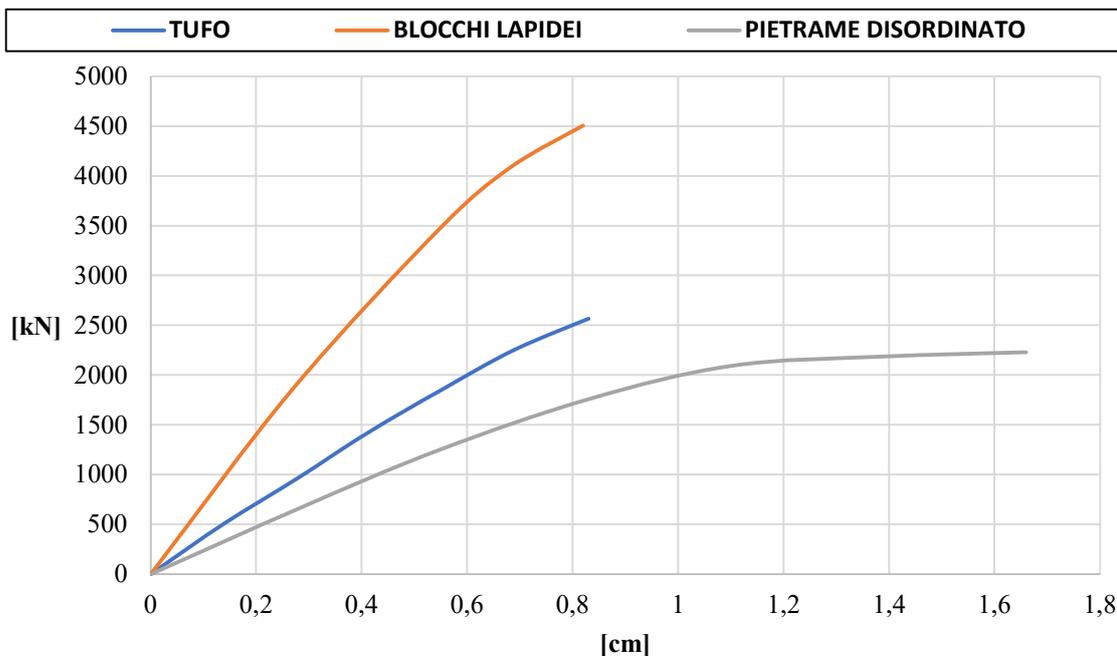
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



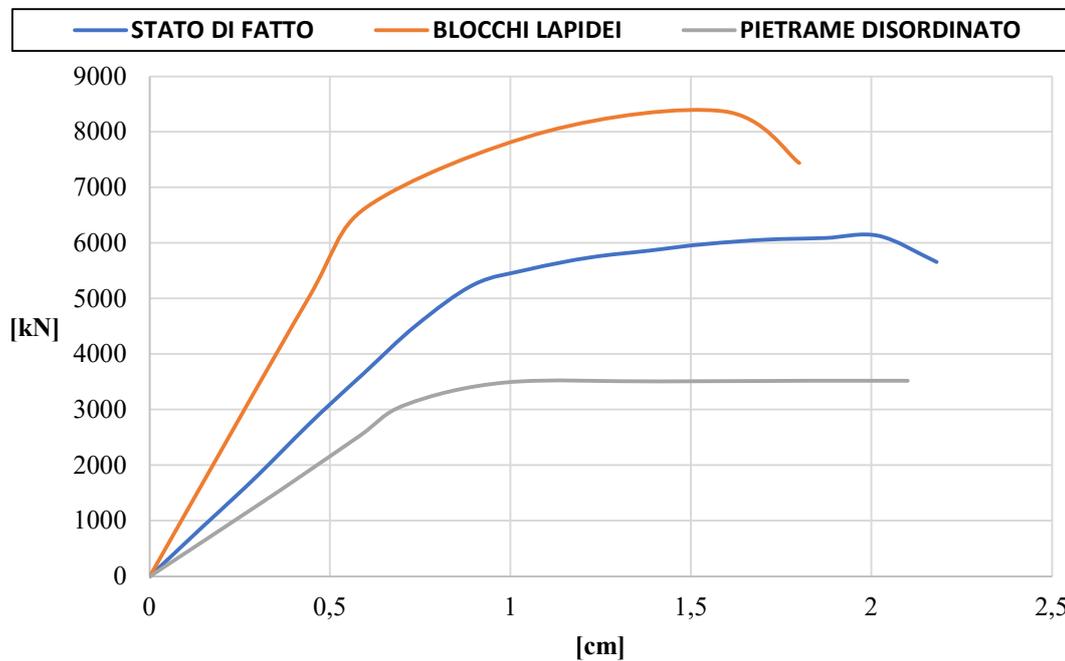
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

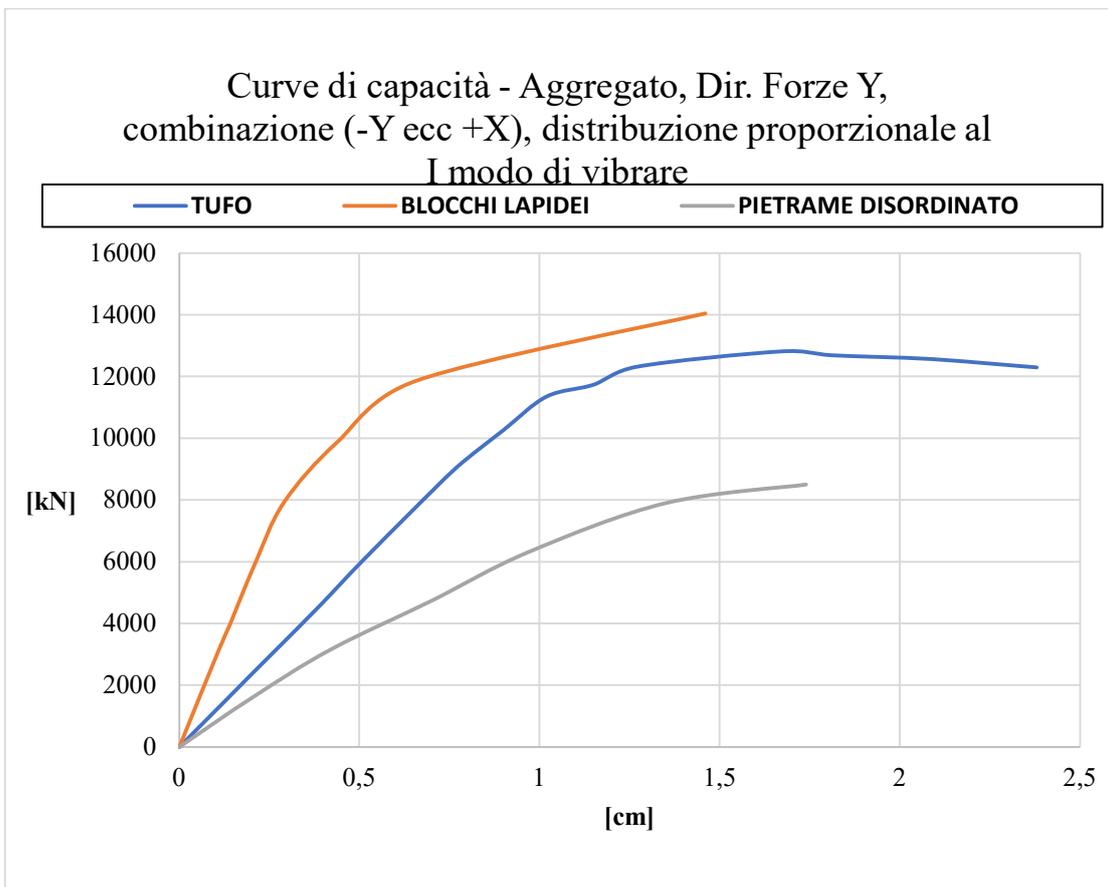
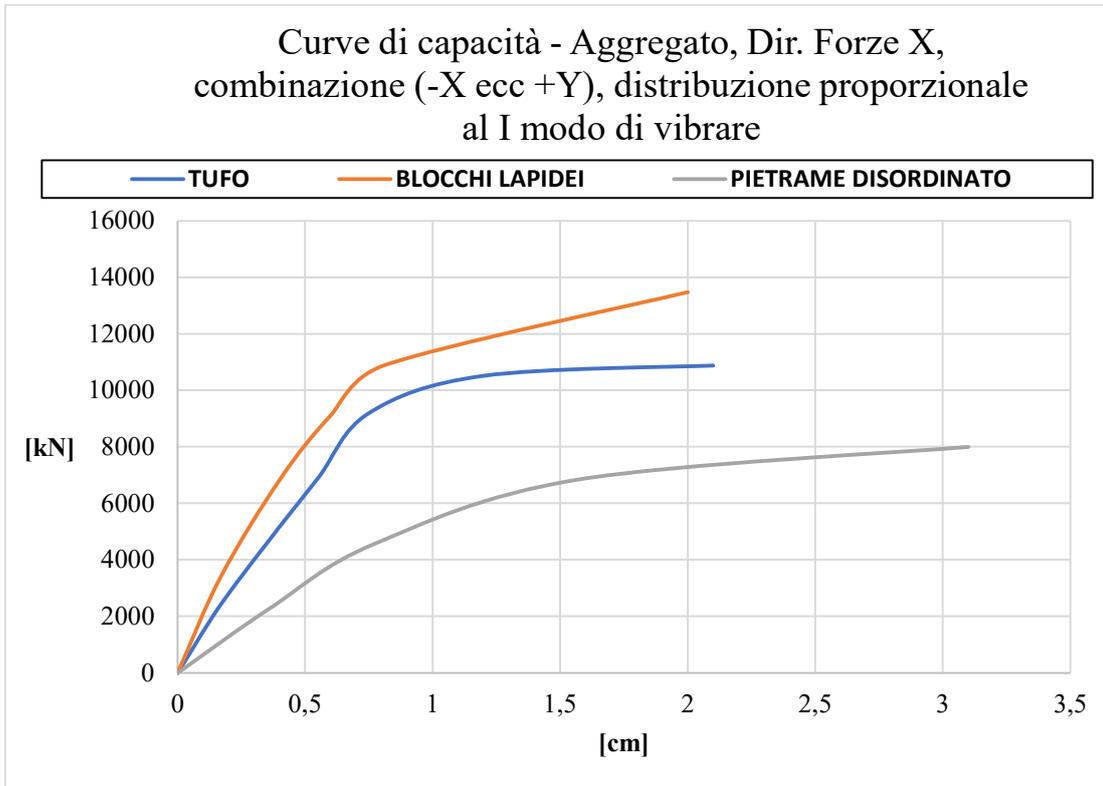


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc +Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

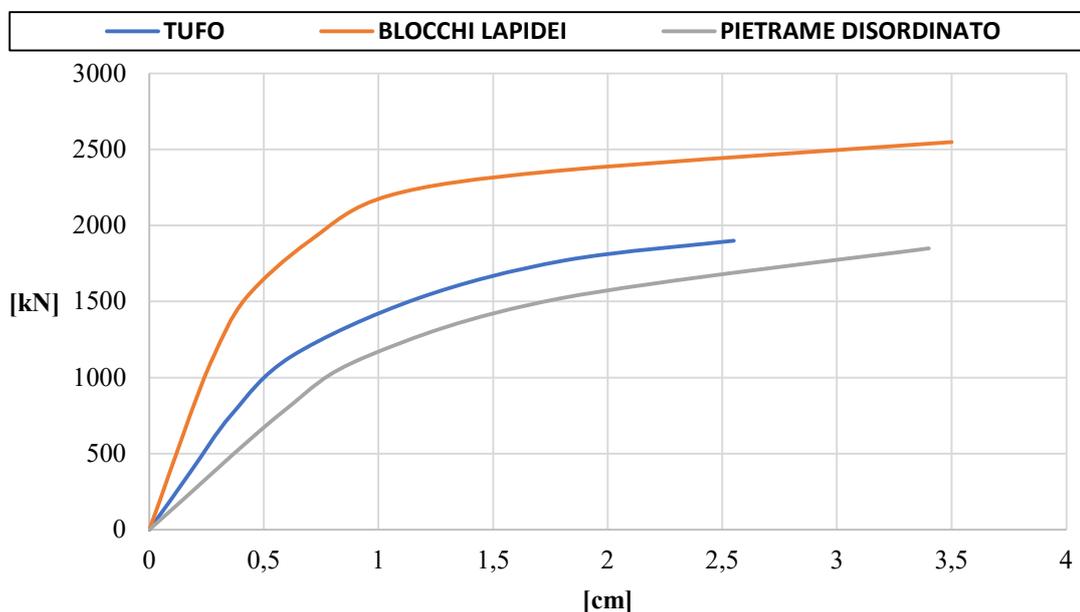


Curve di capacità - Unità di testata in aggregato, Dir.
Forze Y, combinazione (+Y ecc -X), distribuzione
proporzionale al I modo di vibrare

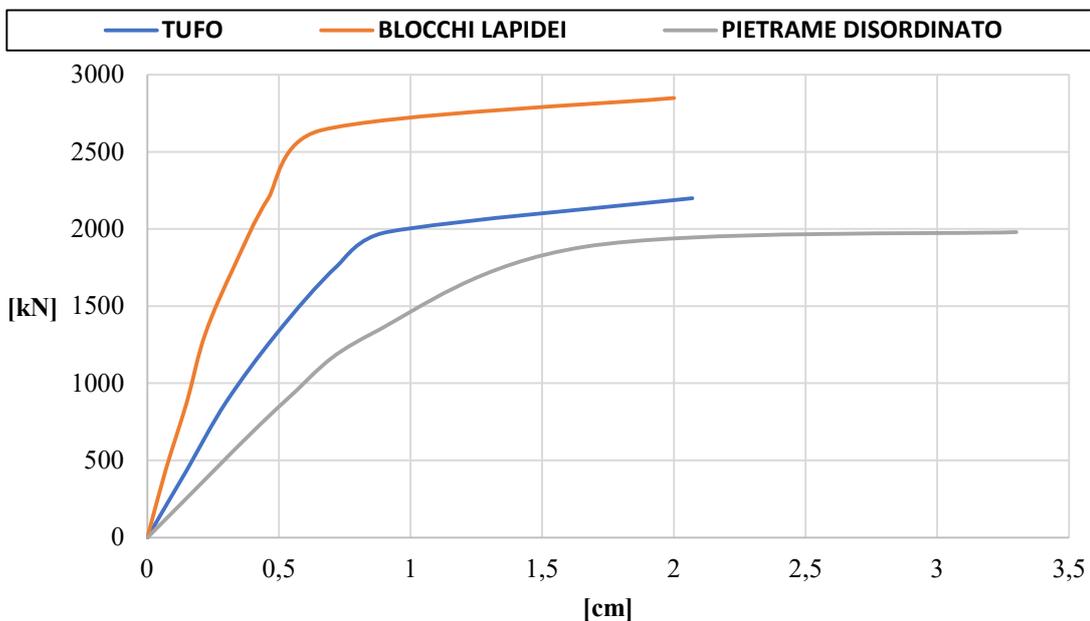




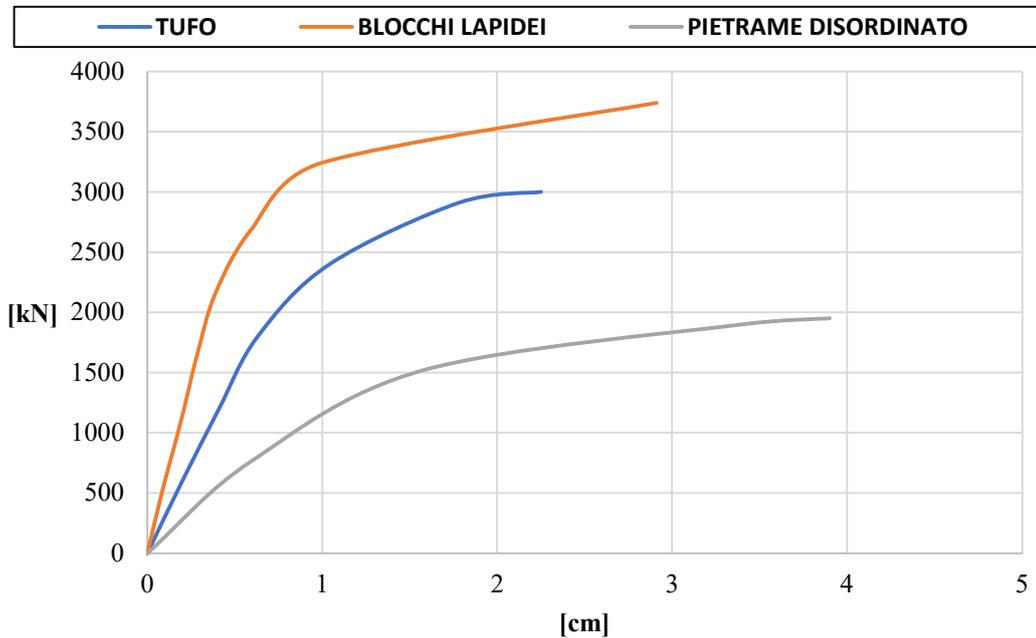
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



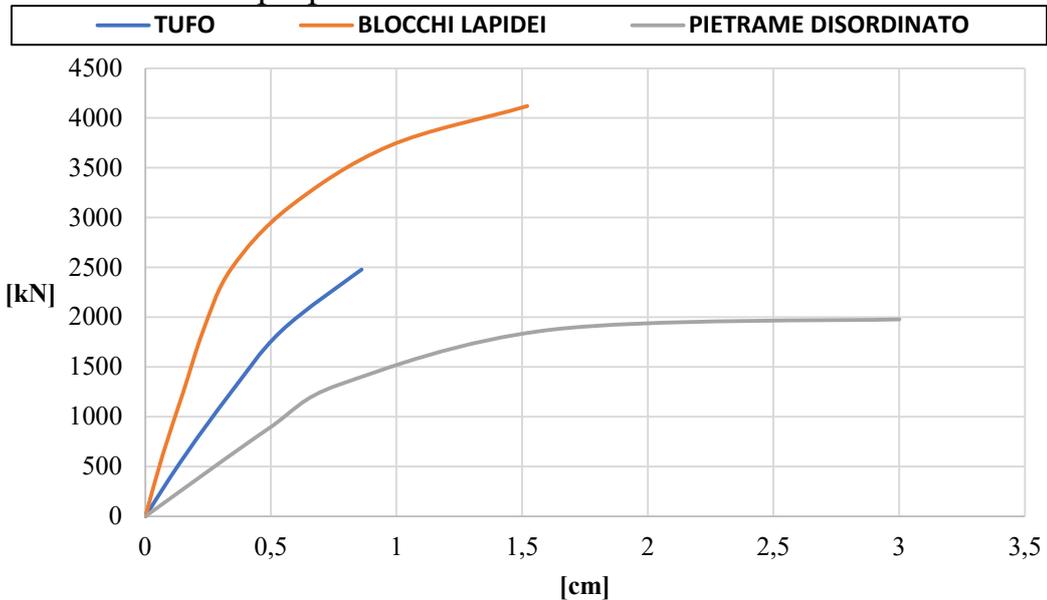
Curve di capacità - Unità di mezzeria isolata, Dir. Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



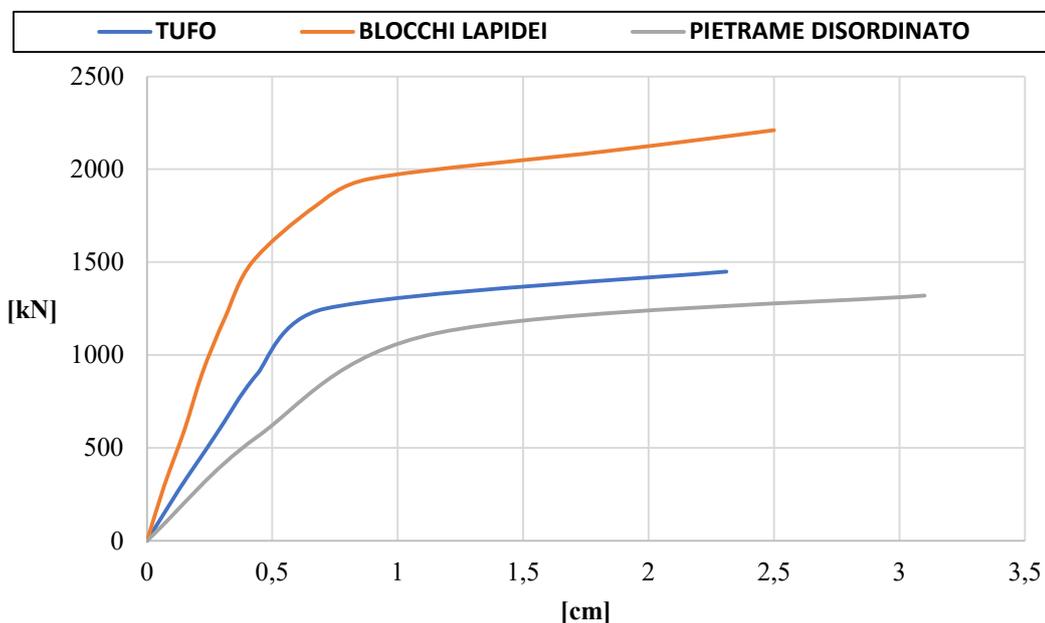
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
 Forze X, combinazione (-X ecc -Y), distribuzione
 proporzionale al I modo di vibrare



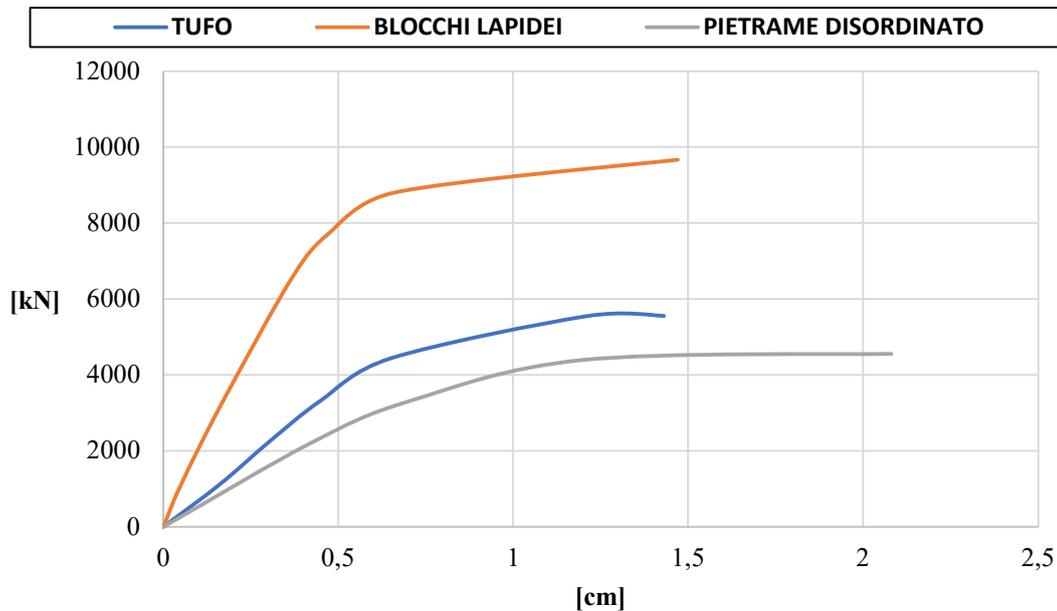
Curve di capacità - Unità di mezzeria in aggregato, Dir.
 Forze Y, combinazione (+Y ecc +X), distribuzione
 proporzionale al I modo di vibrare



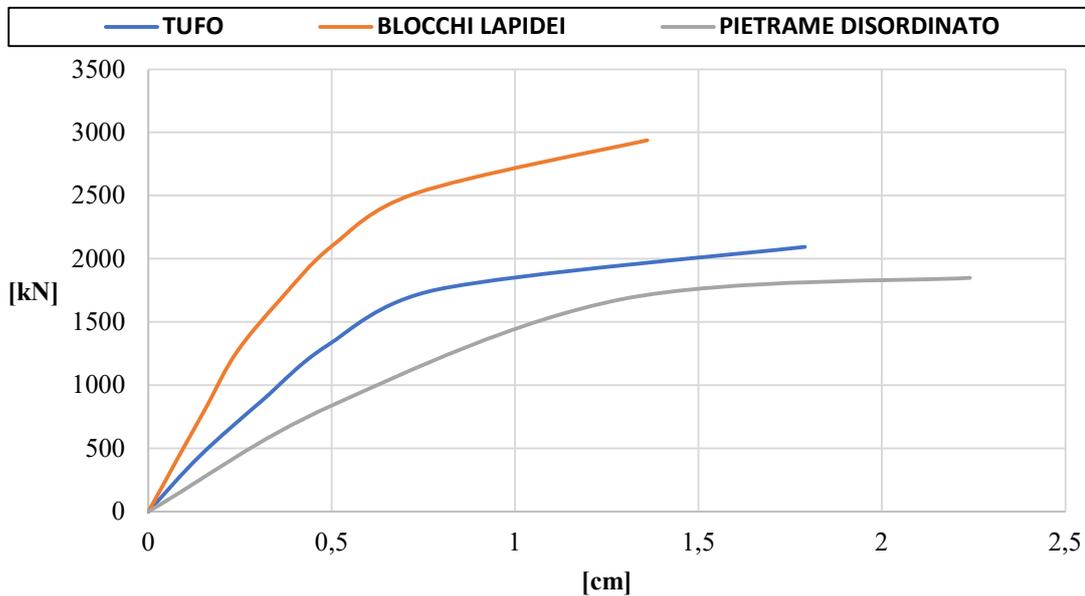
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze X, combinazione (-X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



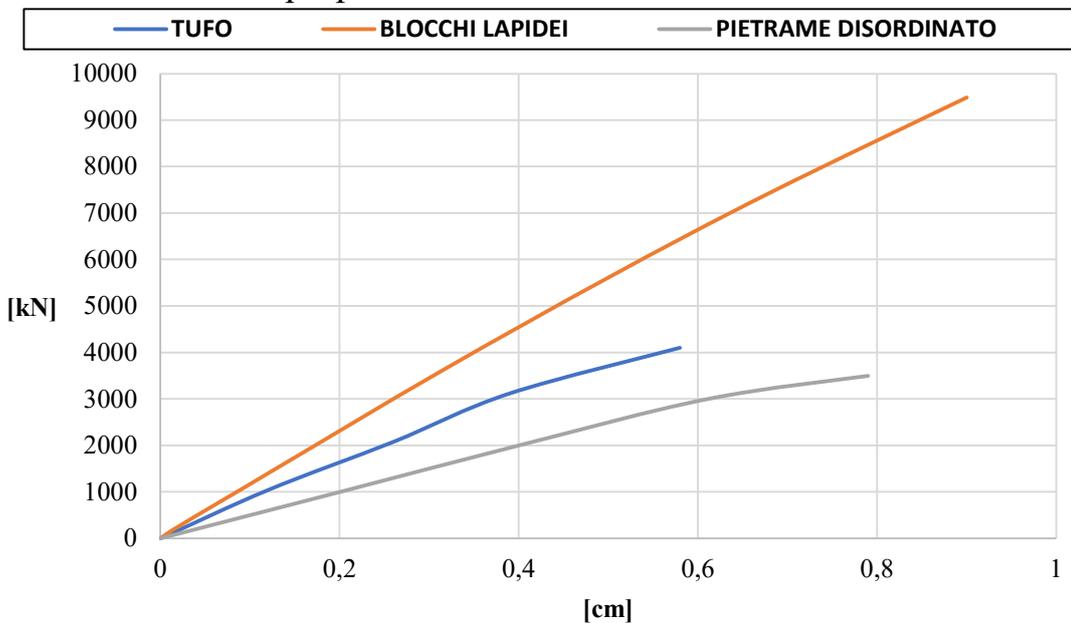
Curve di capacità - Unità di testata isolata, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc -X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



Curve di capacità - Unità di testa in aggregato, Dir. Forze X, combinazione (+X ecc -Y), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare



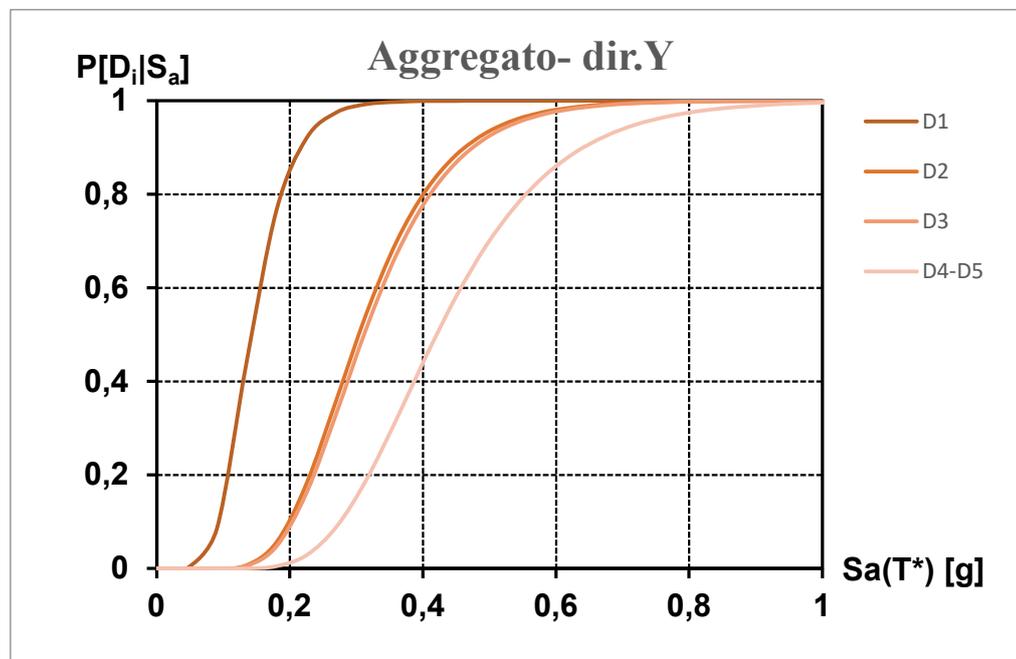
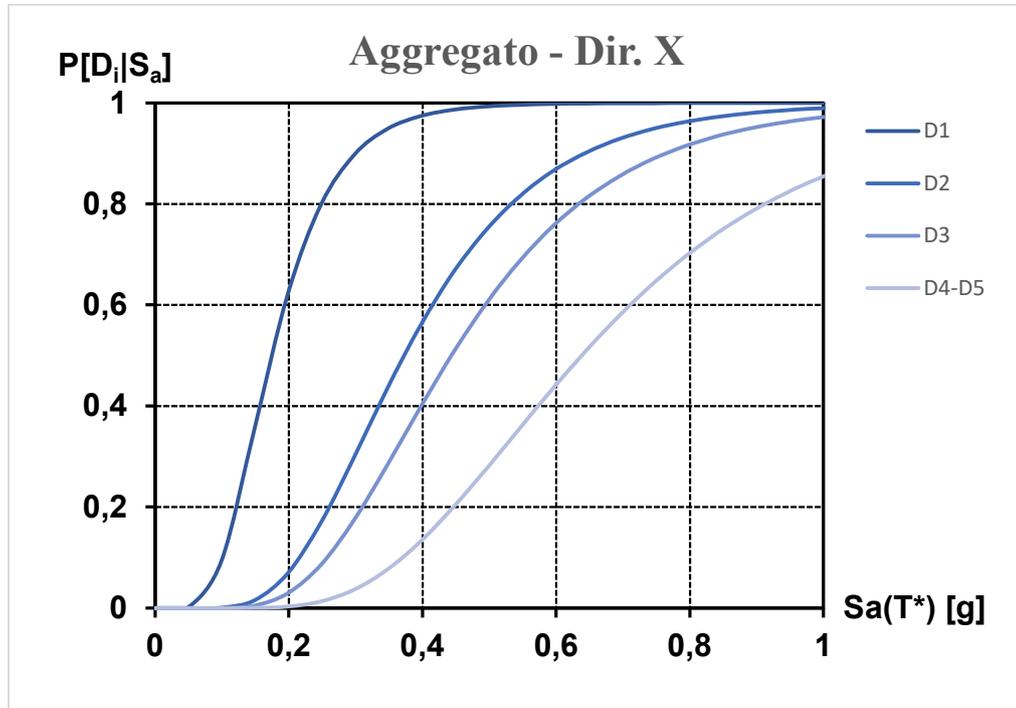
Curve di capacità - Unità di testa in aggregato, Dir. Forze Y, combinazione (-Y ecc +X), distribuzione proporzionale al I modo di vibrare

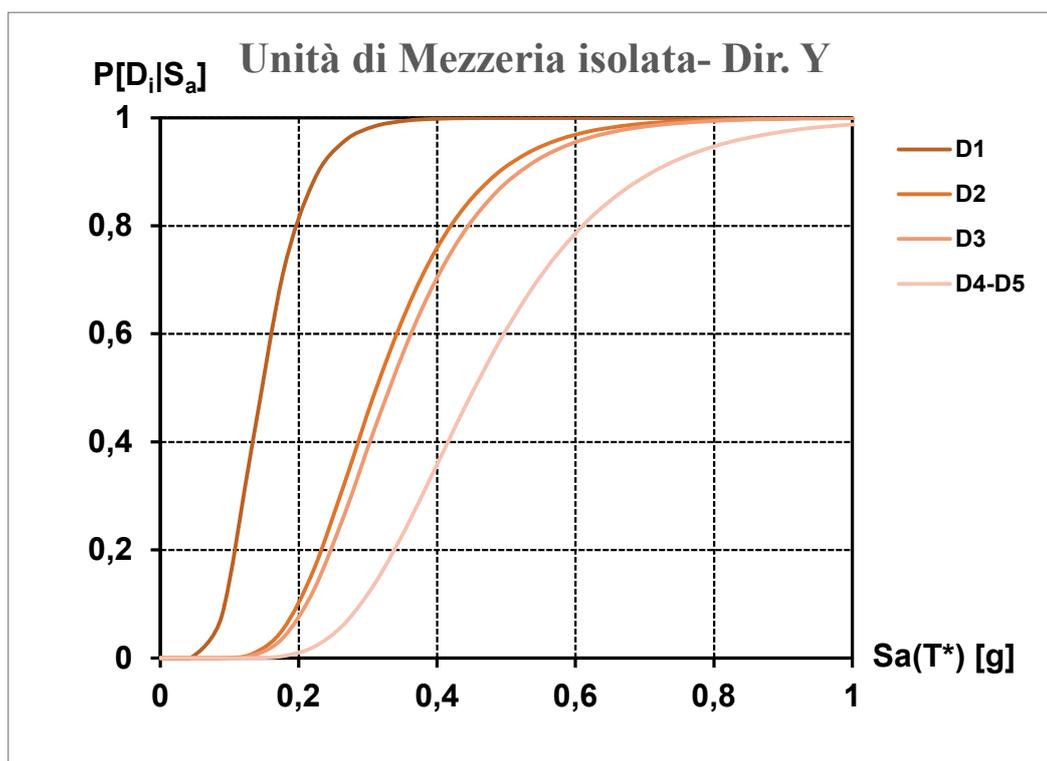
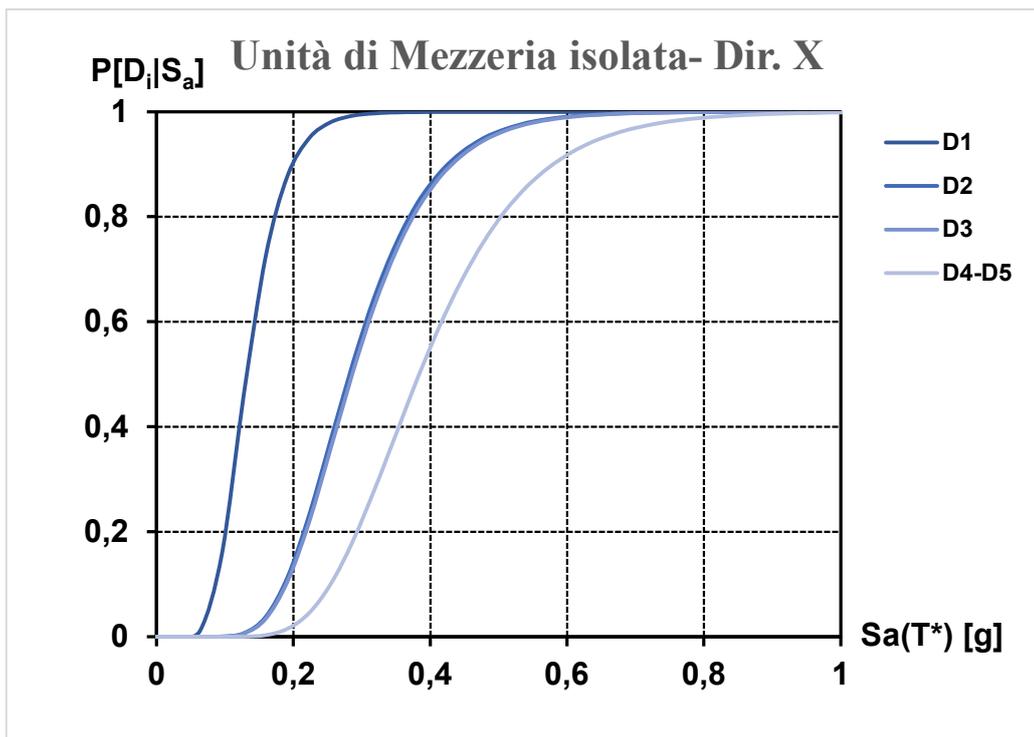


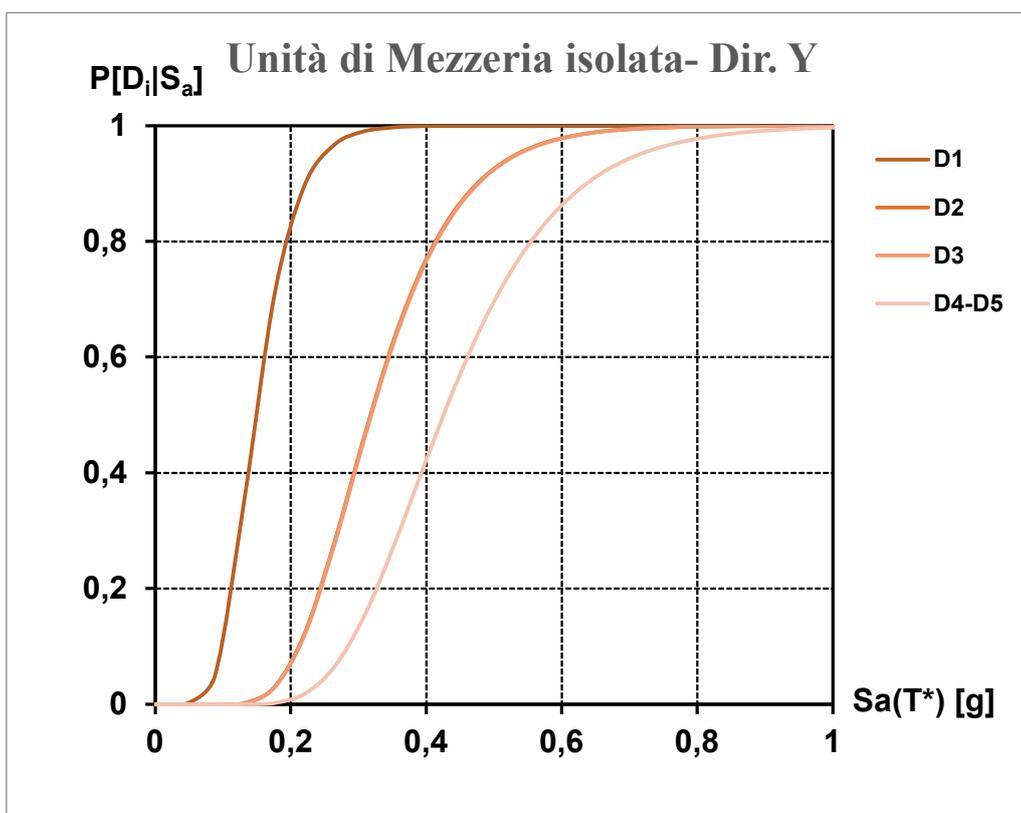
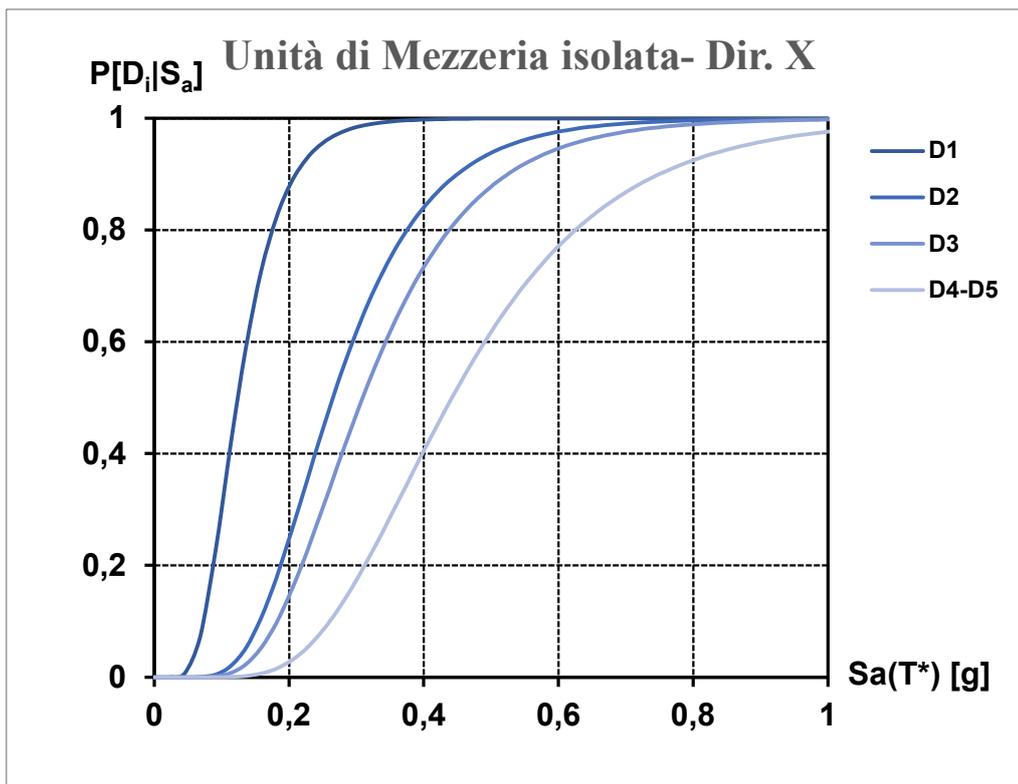
Allegato 8

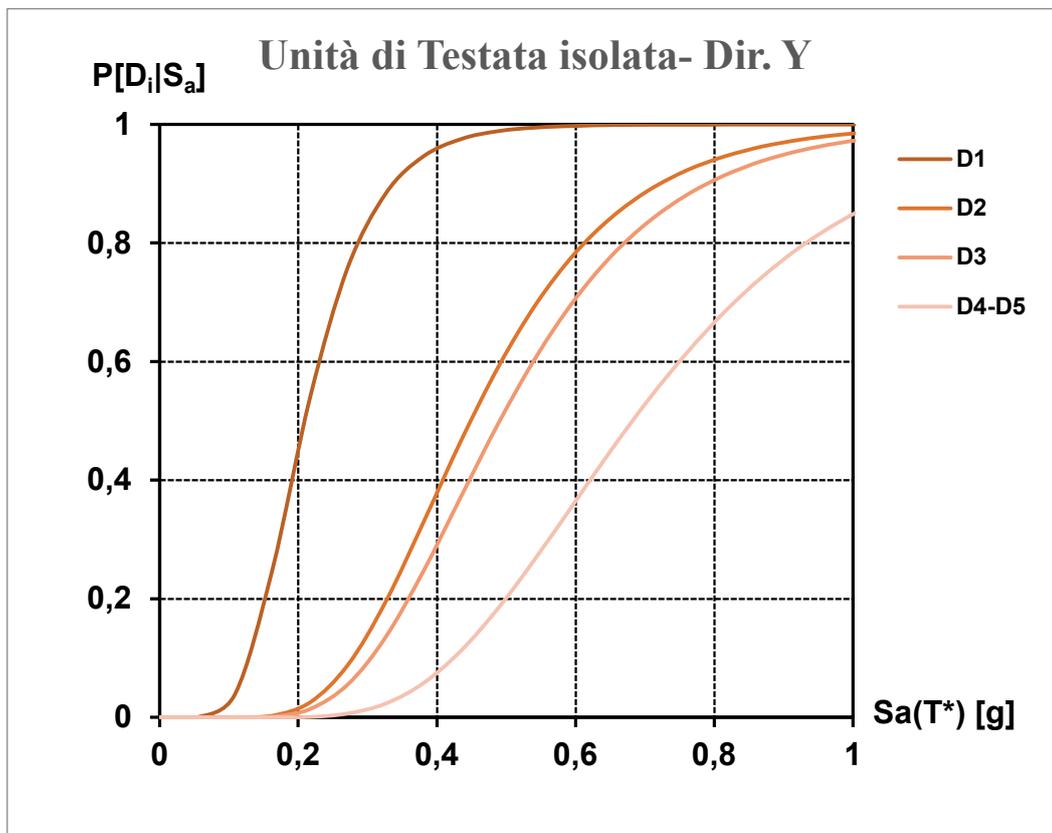
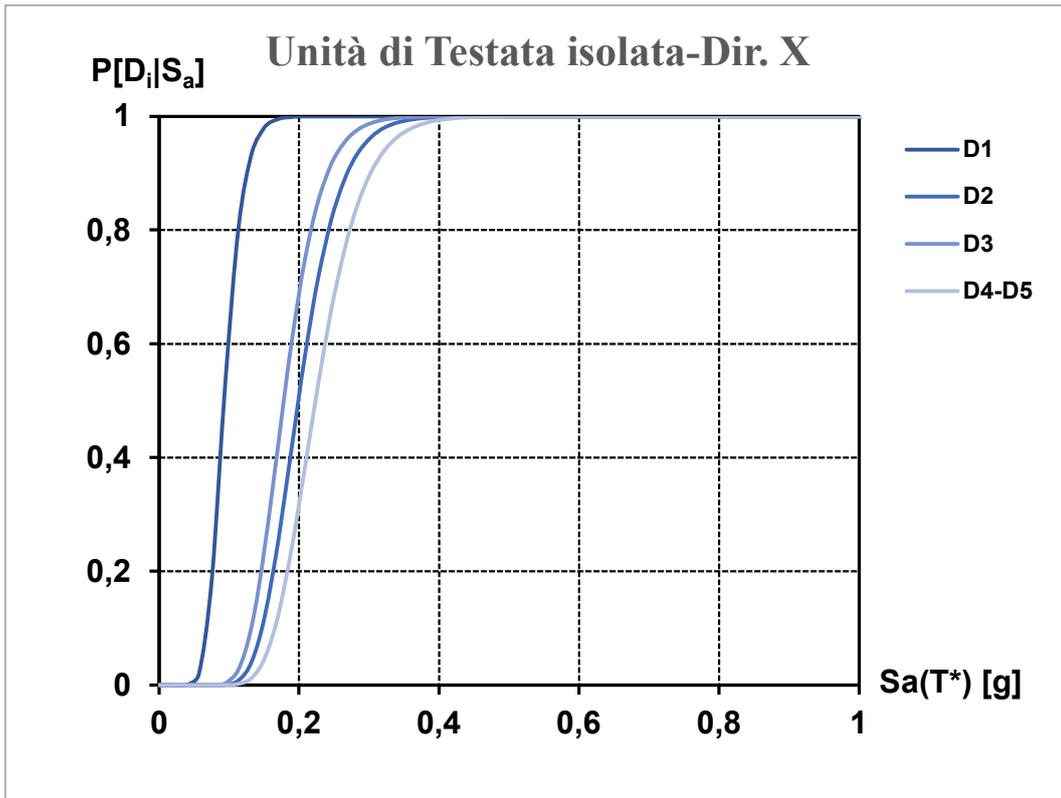
Software di calcolo 3MURI

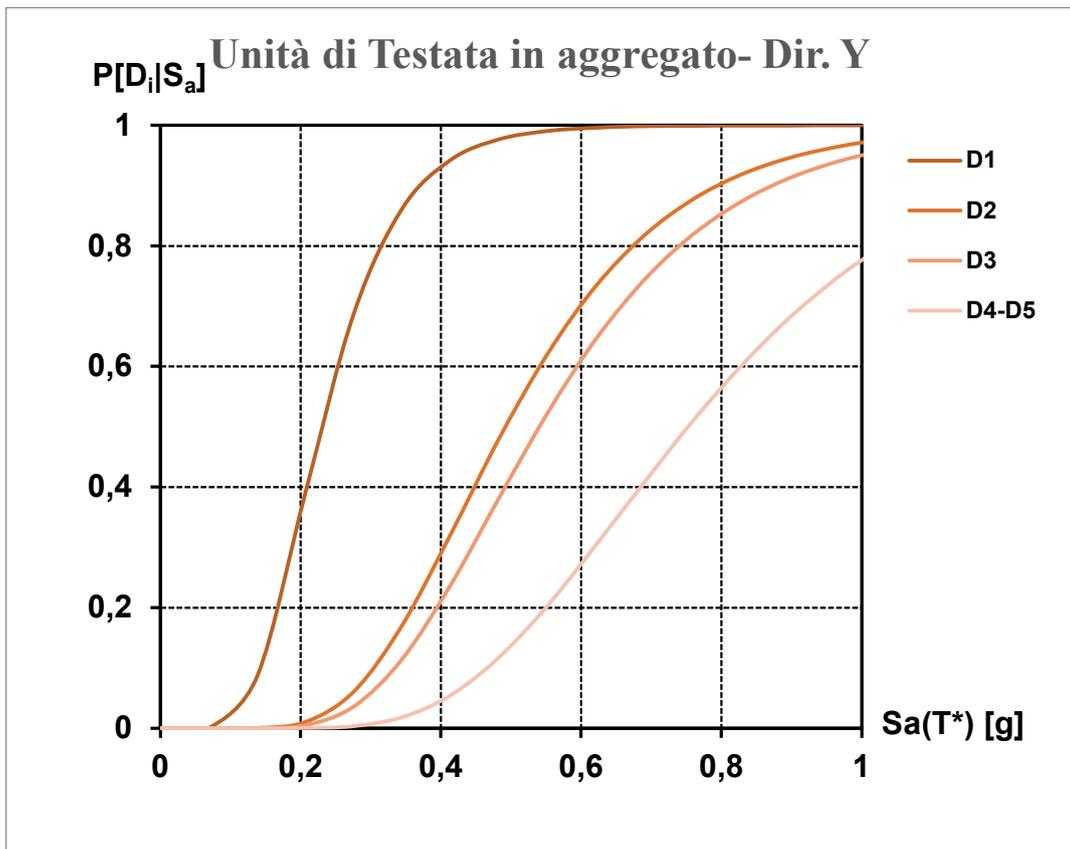
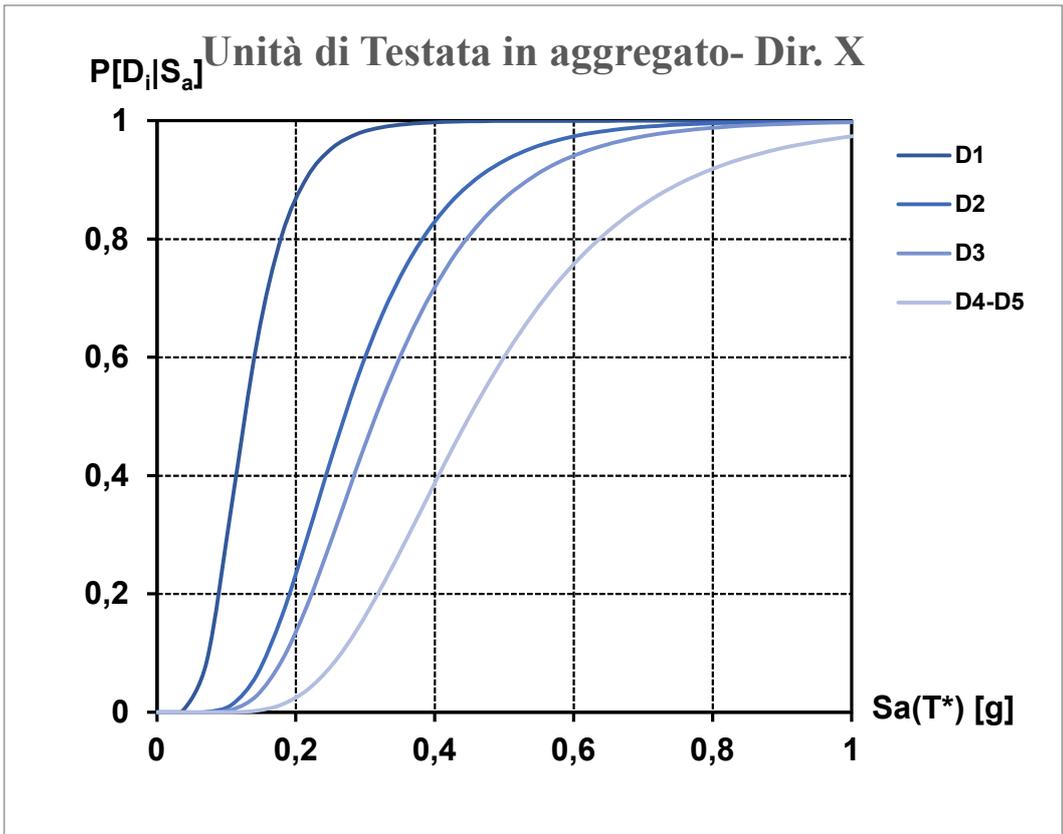
- Stato di fatto



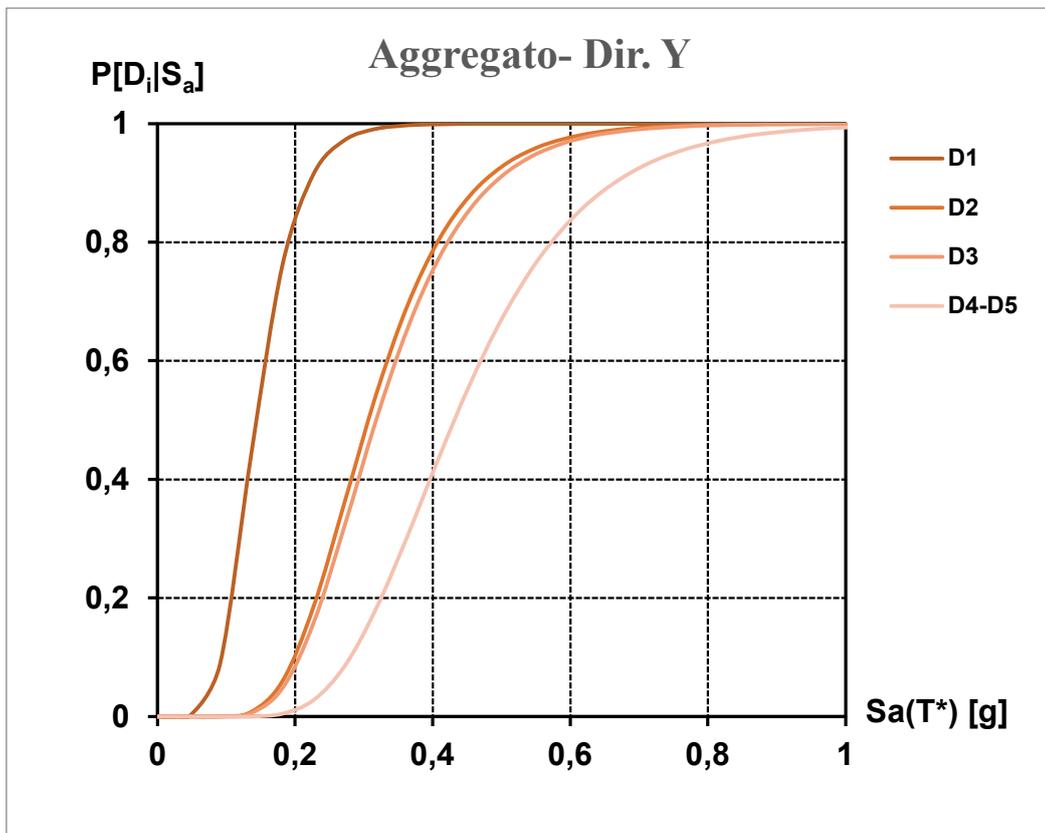
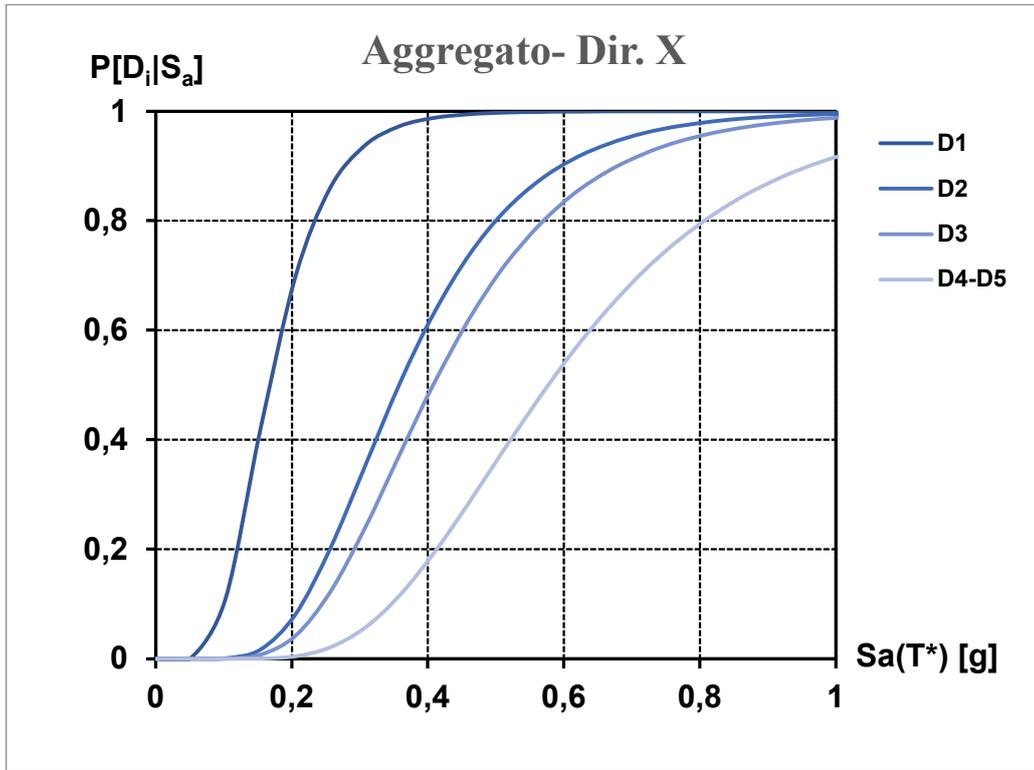


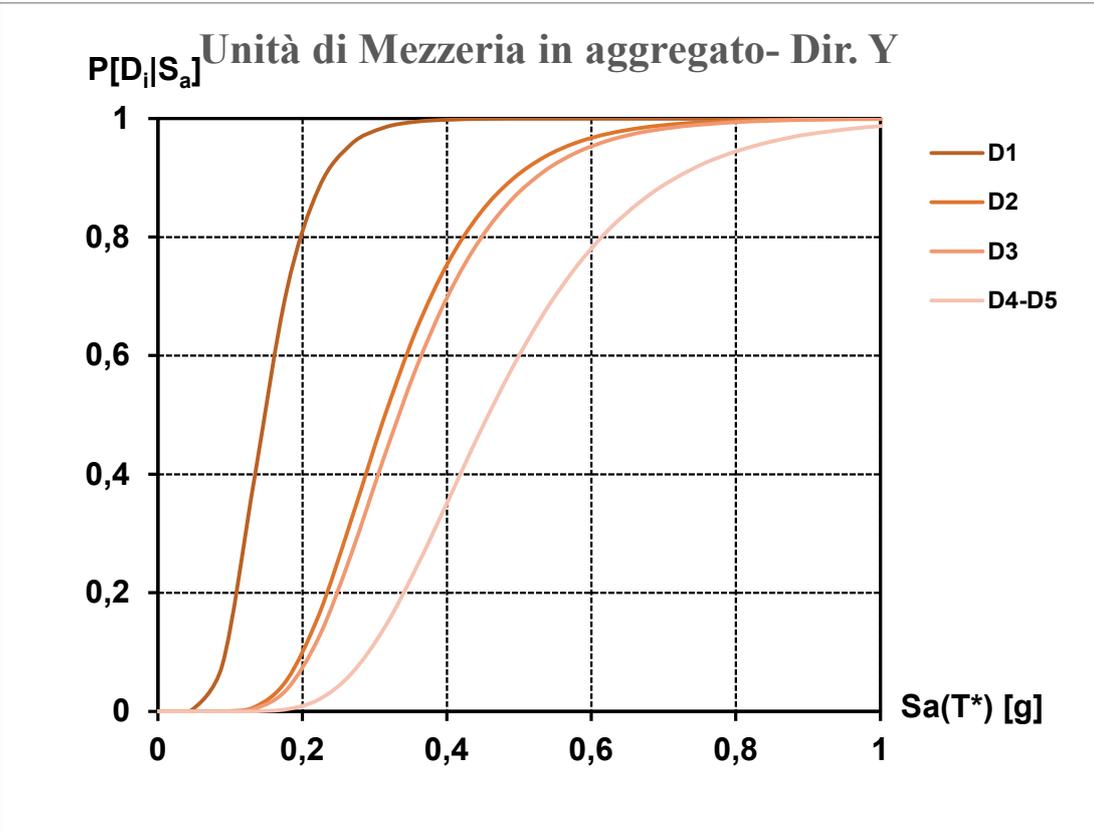
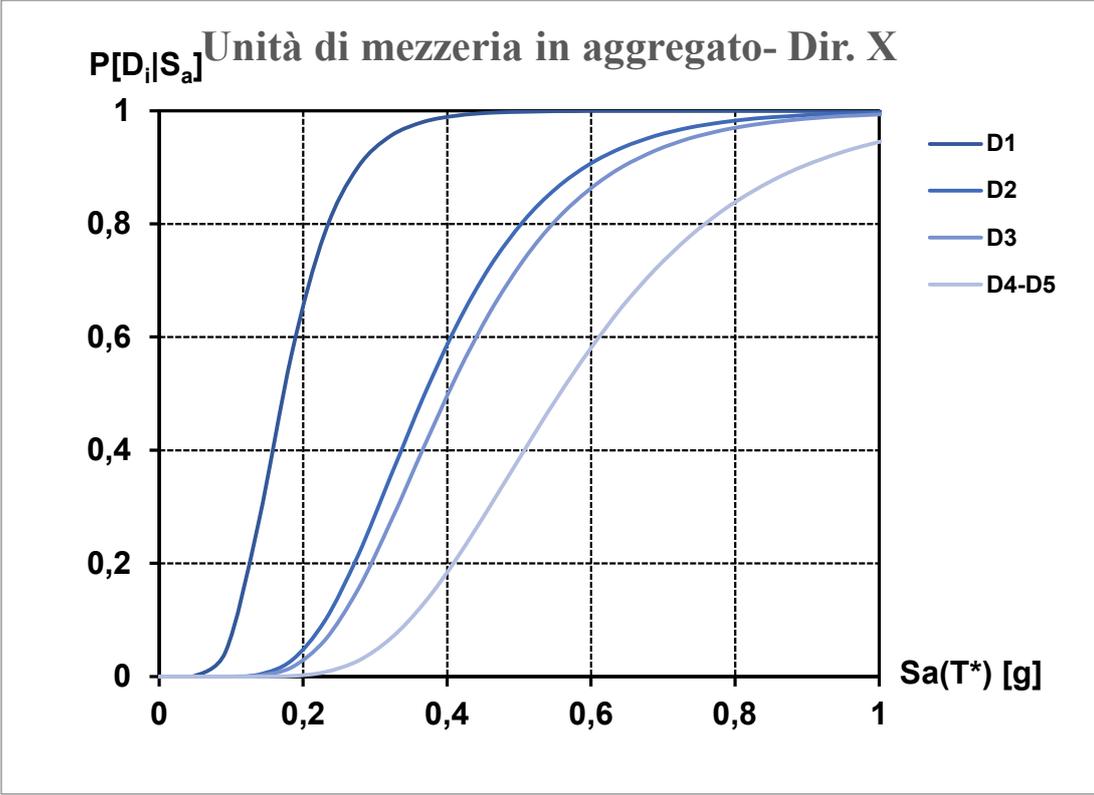


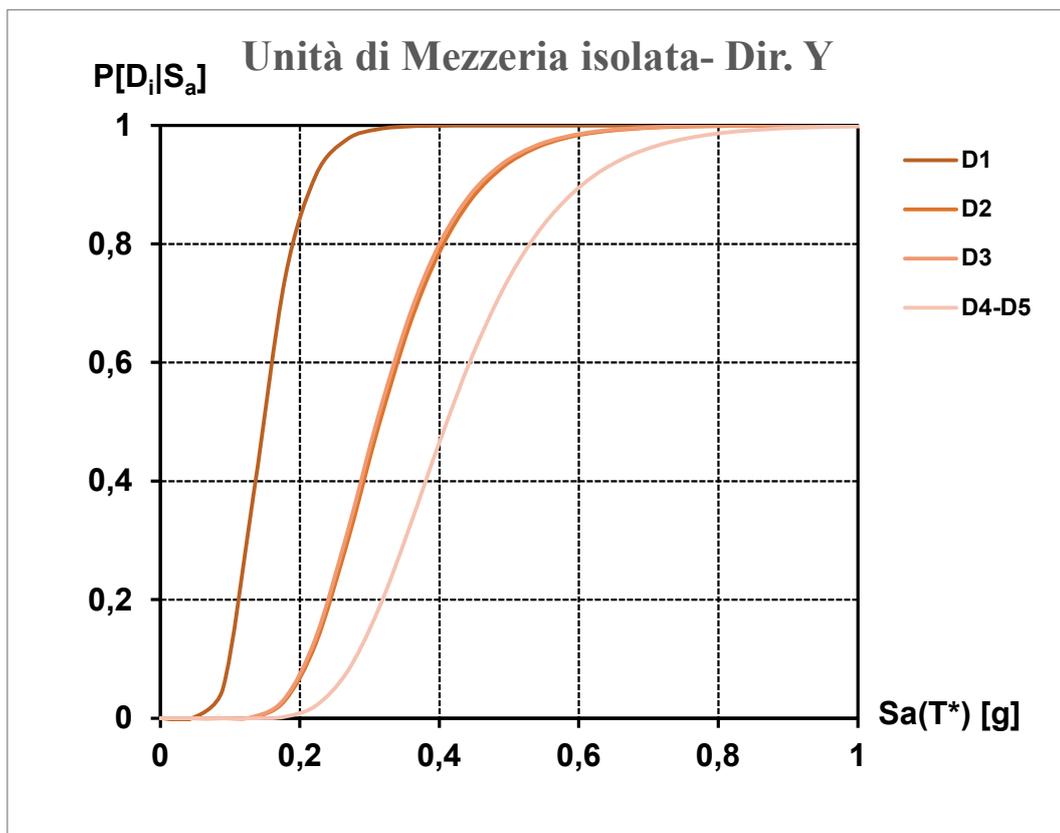
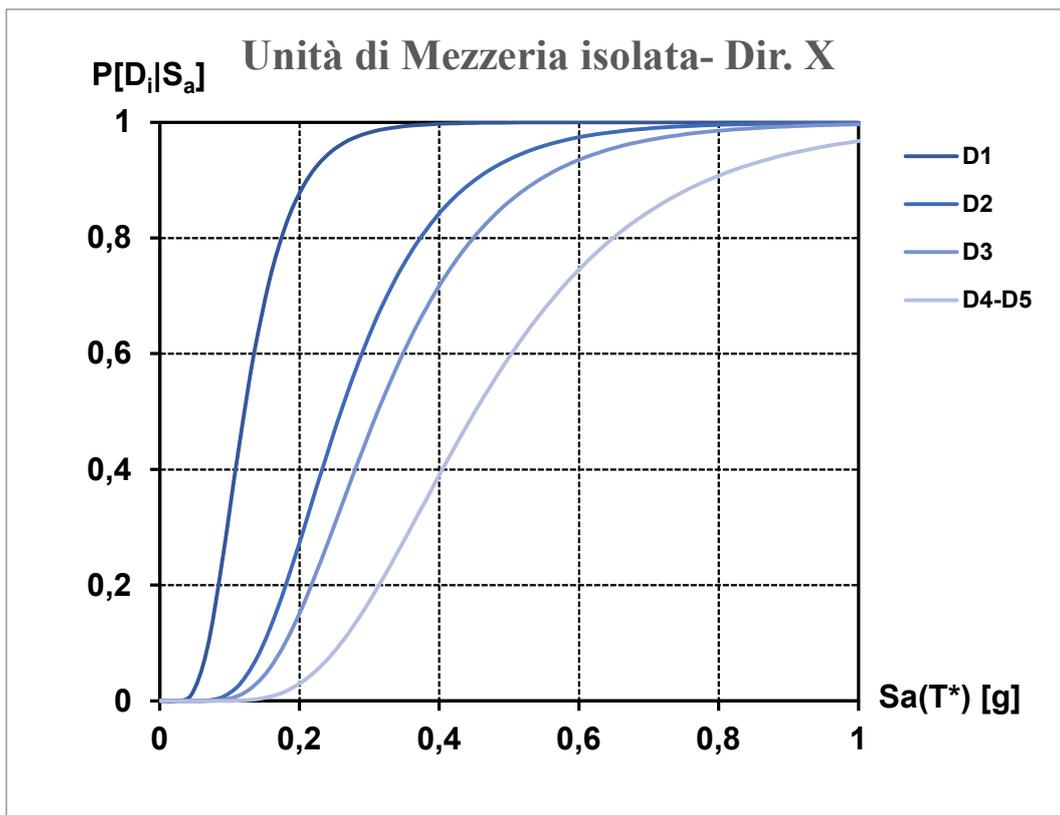


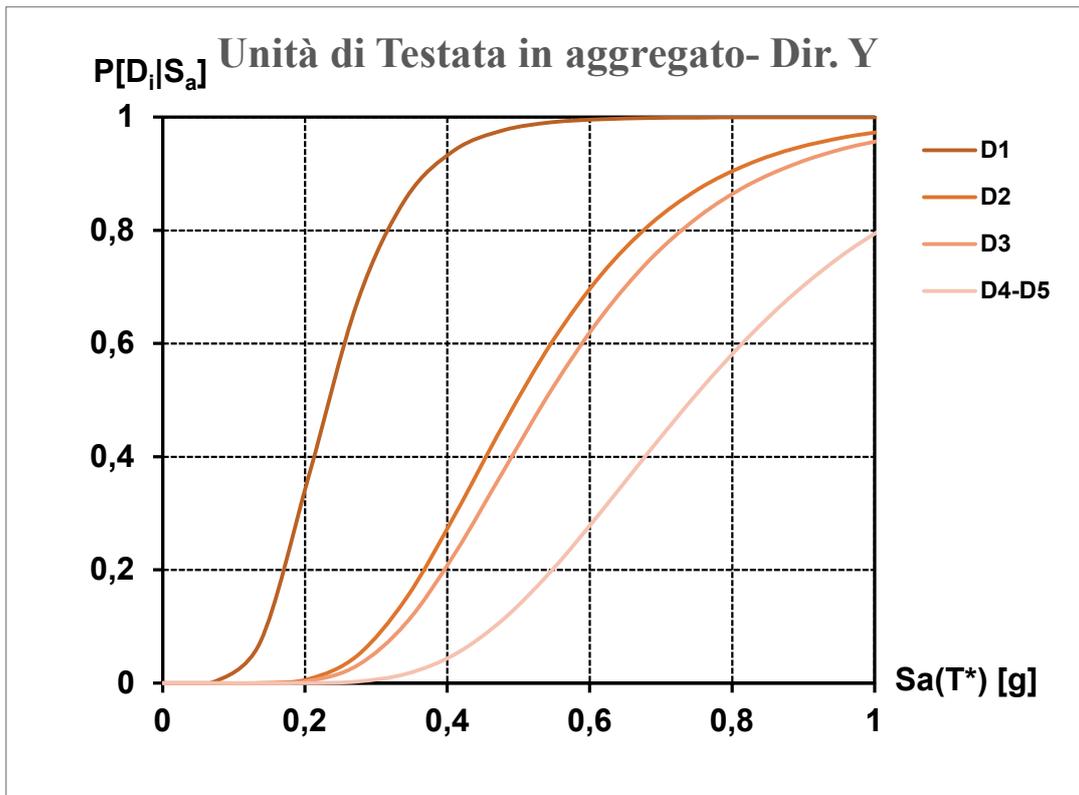
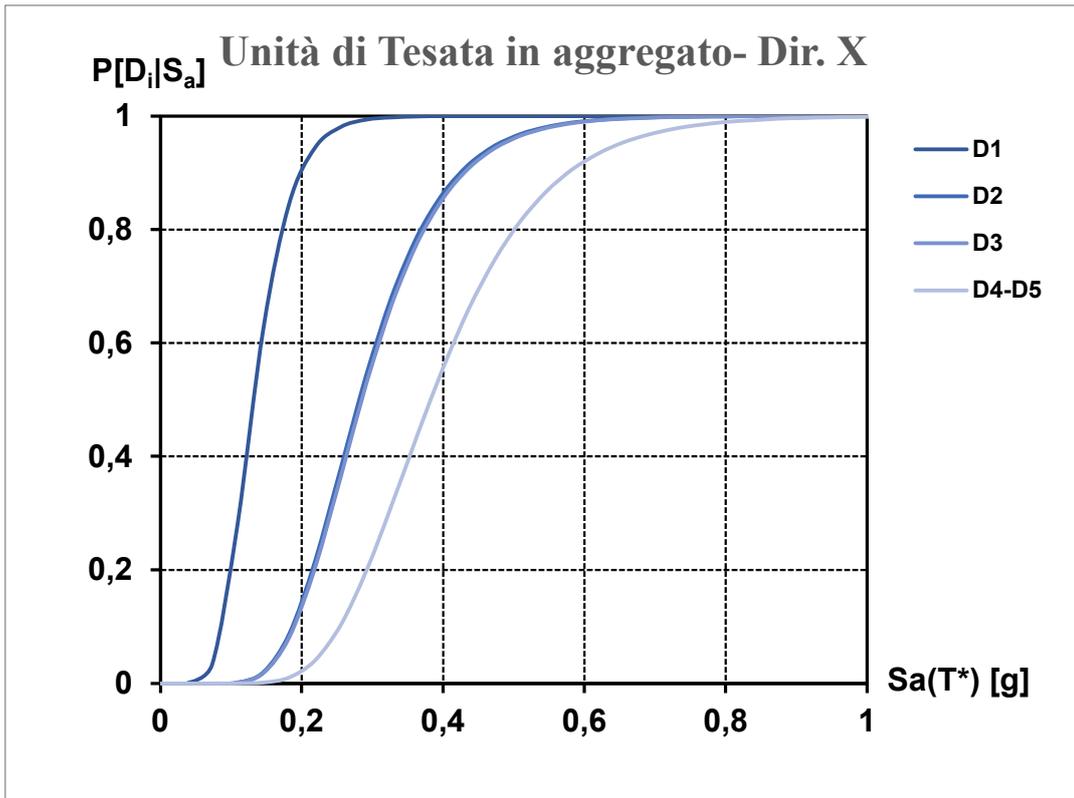


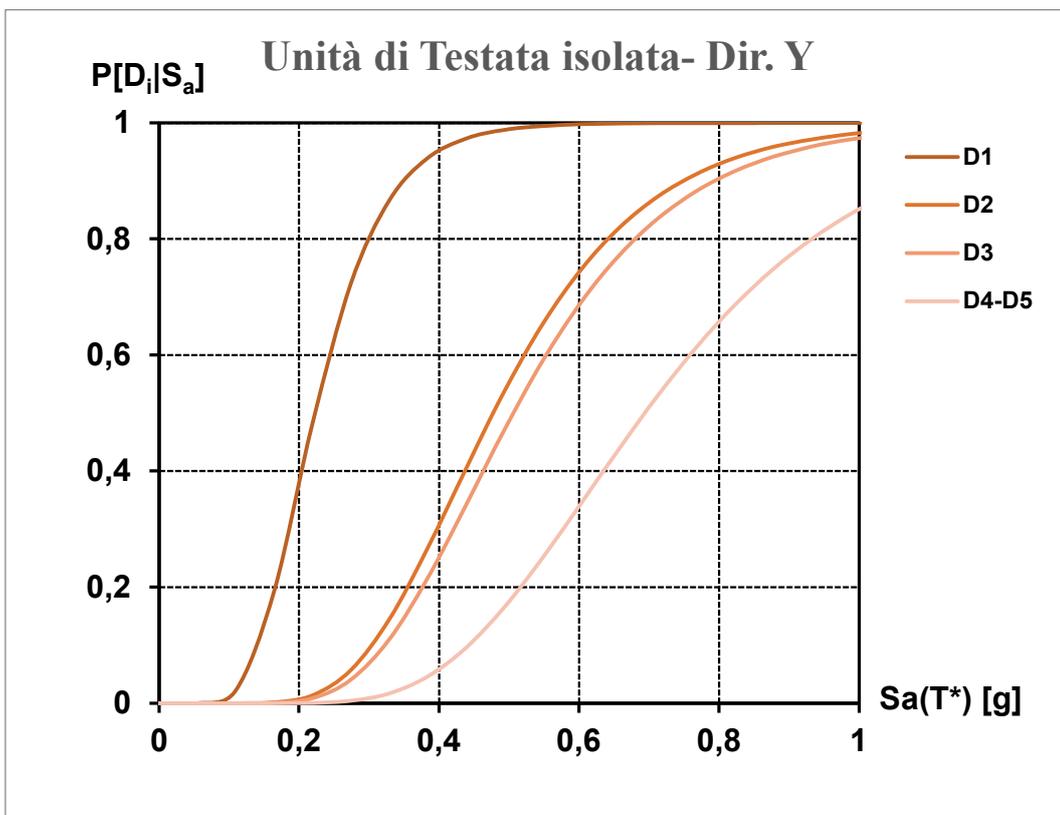
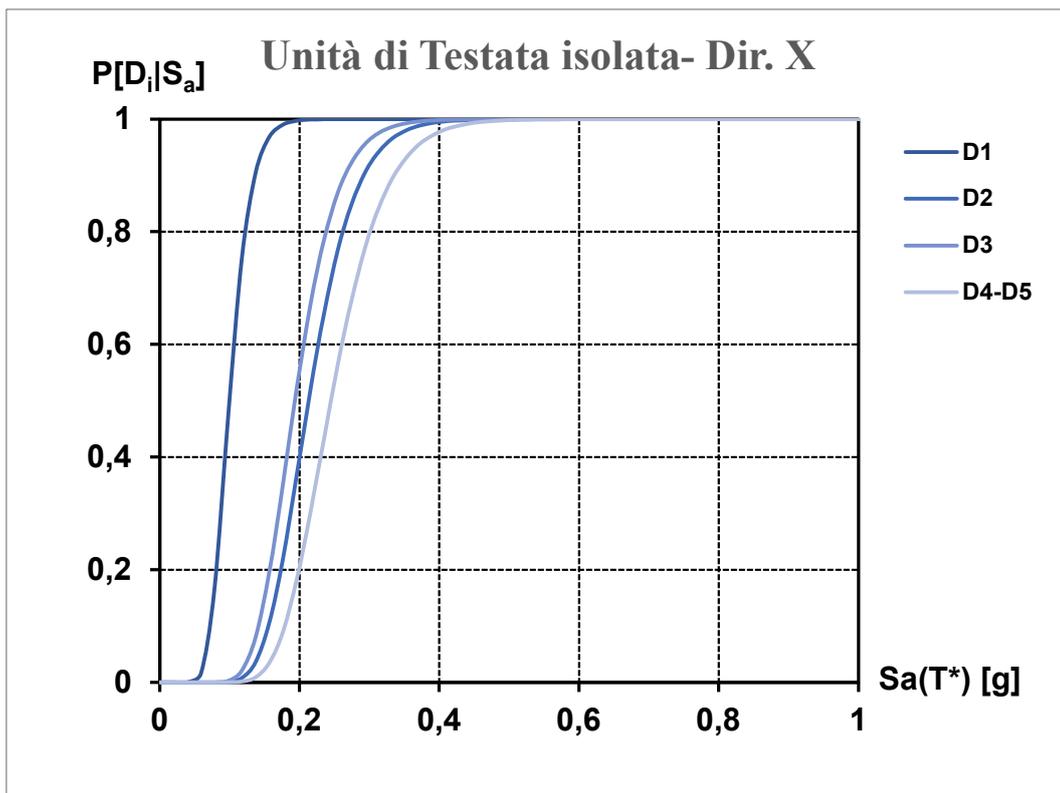
- Impalcati rigidi



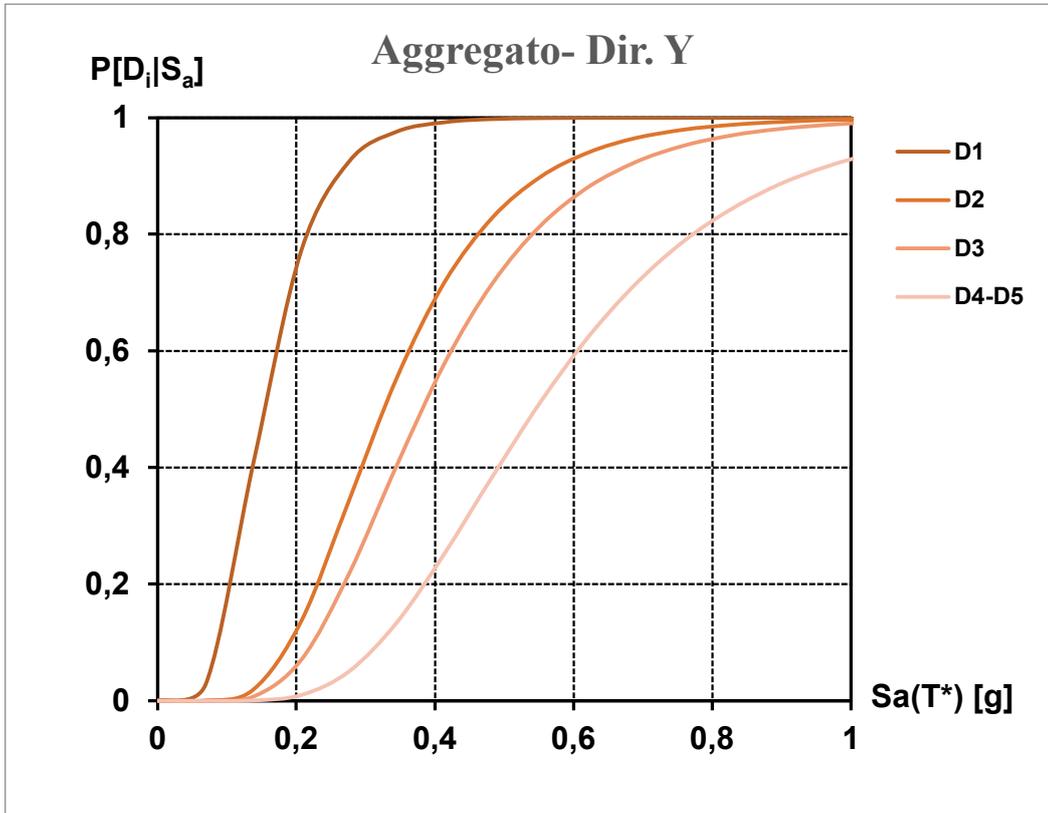
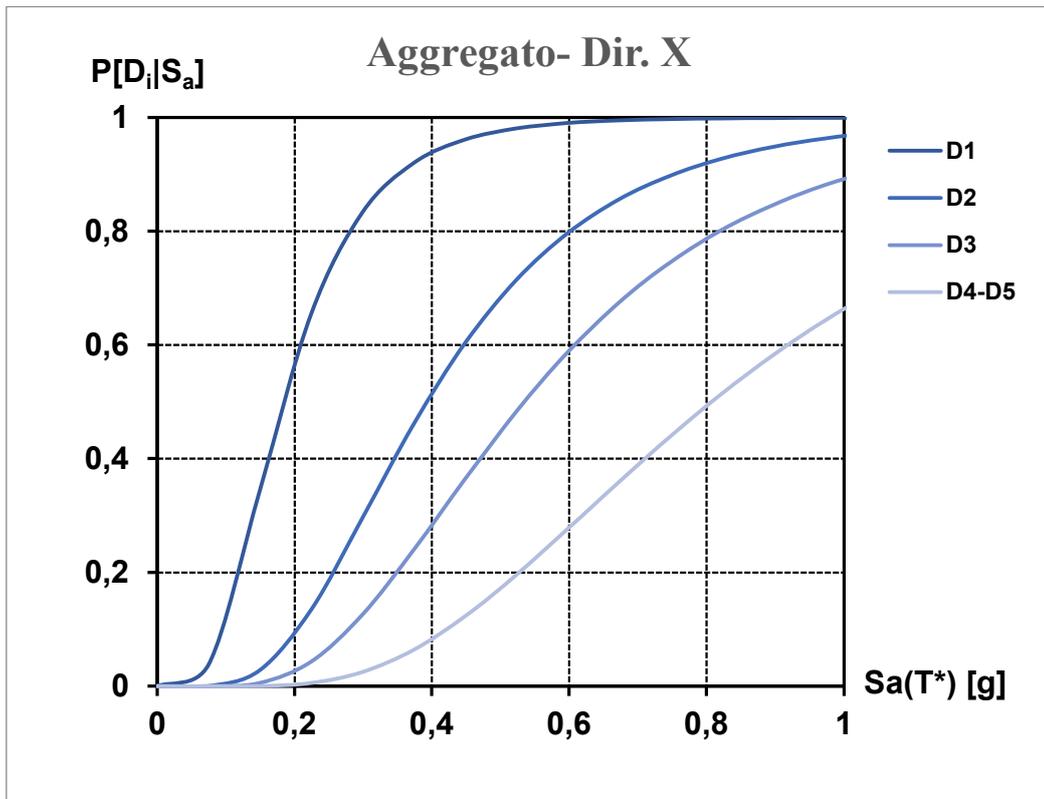




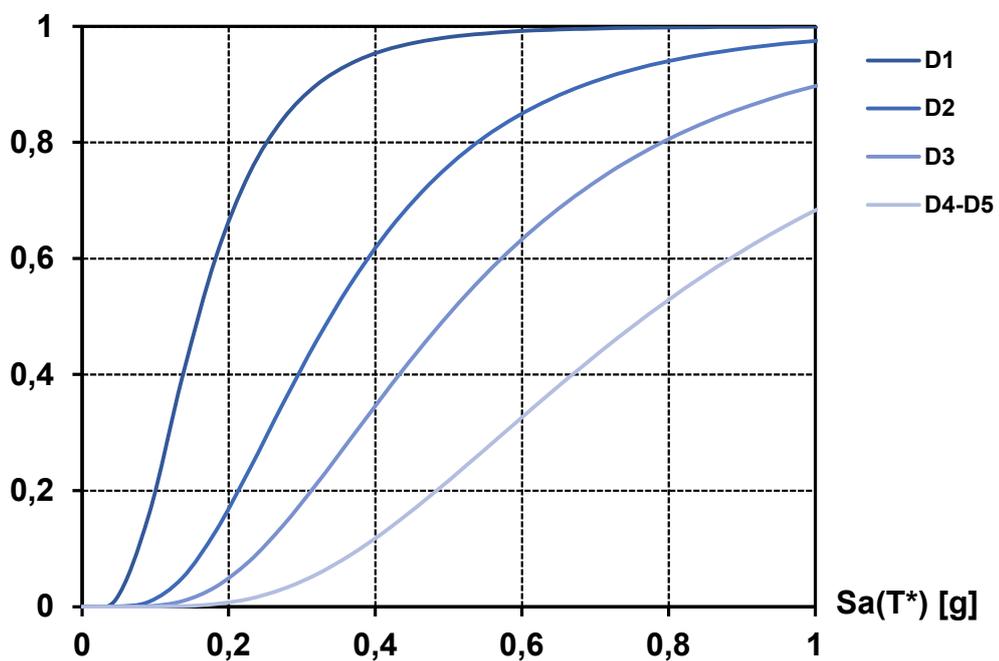




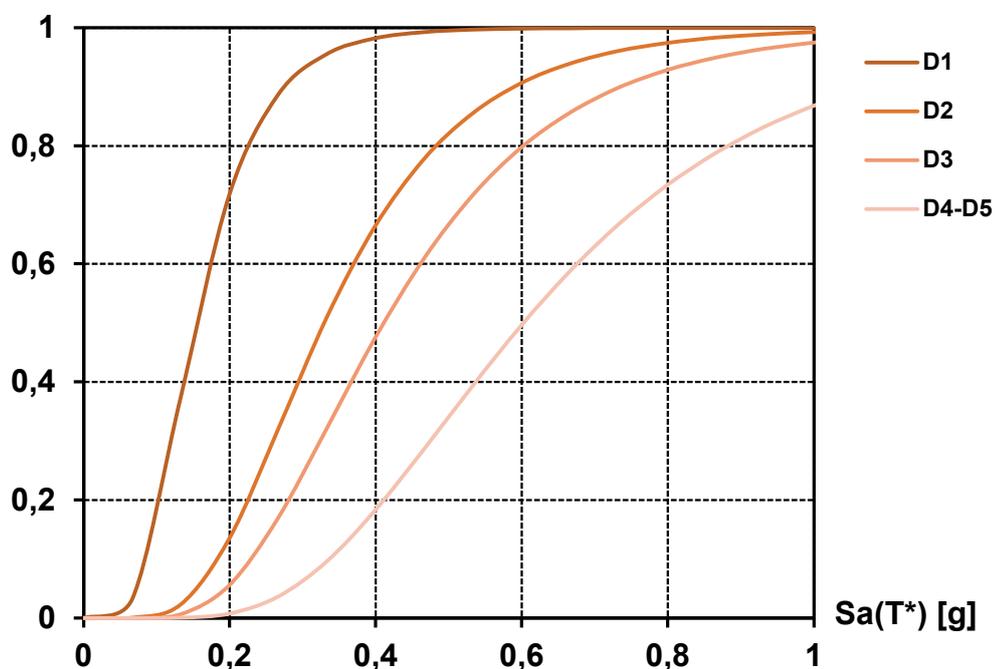
- Tipologia di muratura in Blocchi Lapidei squadrati

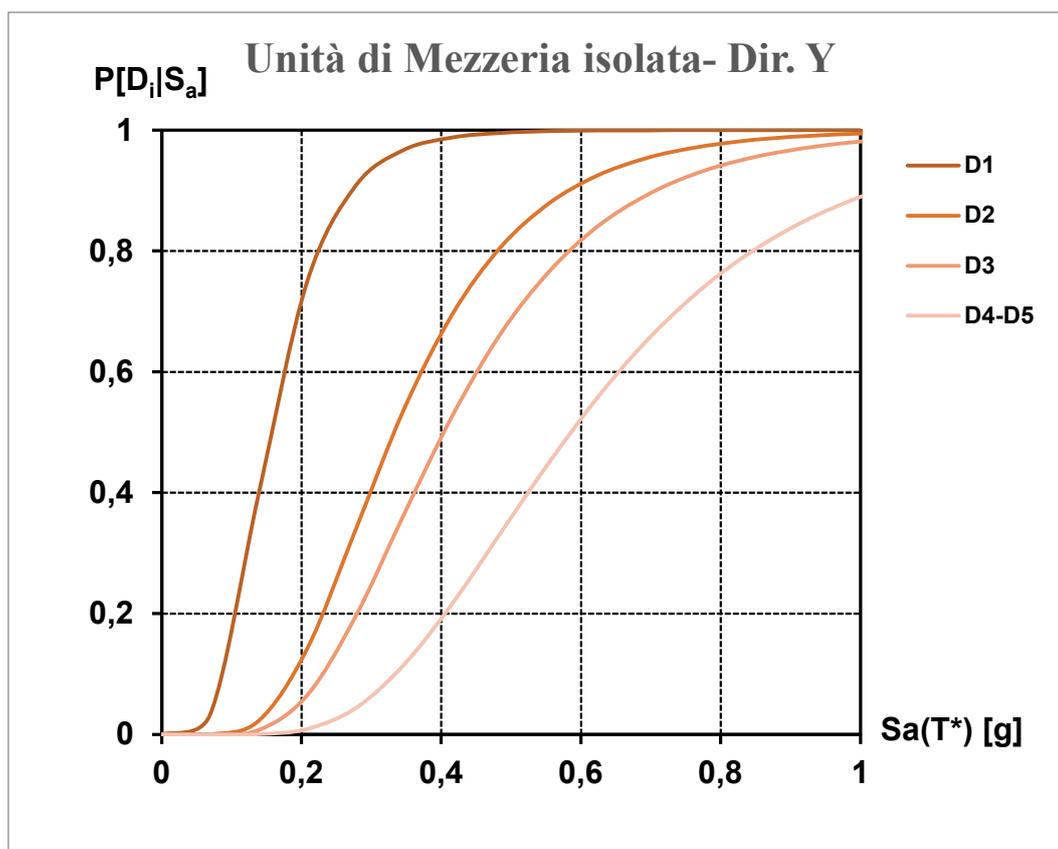
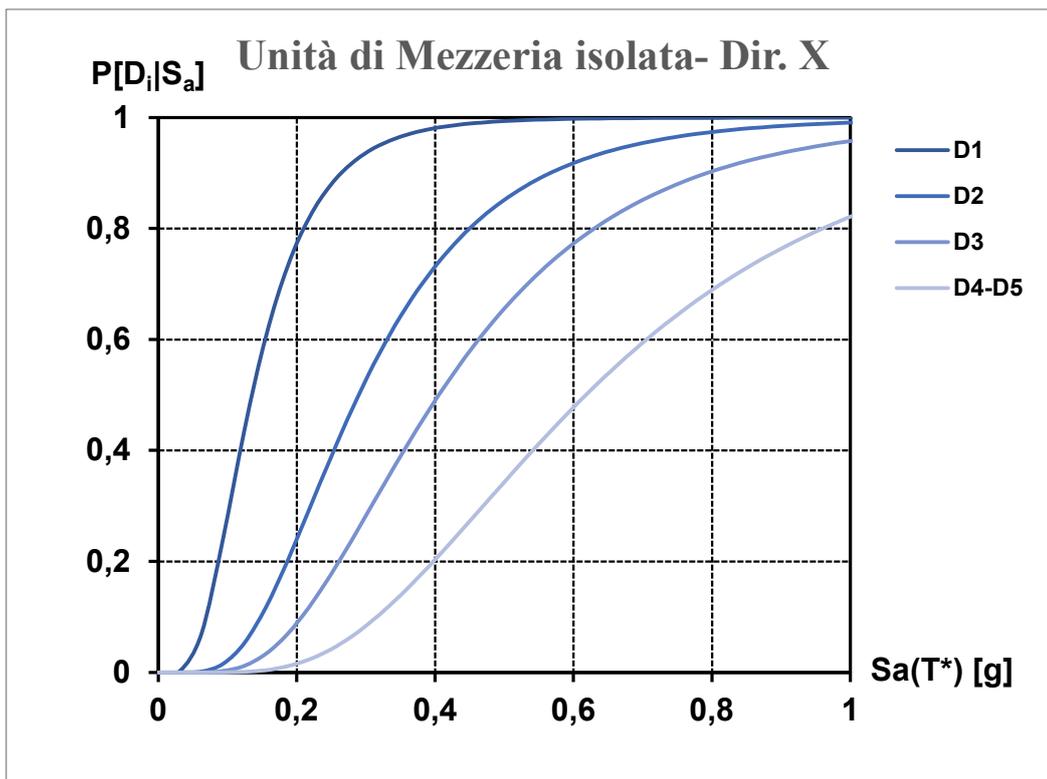


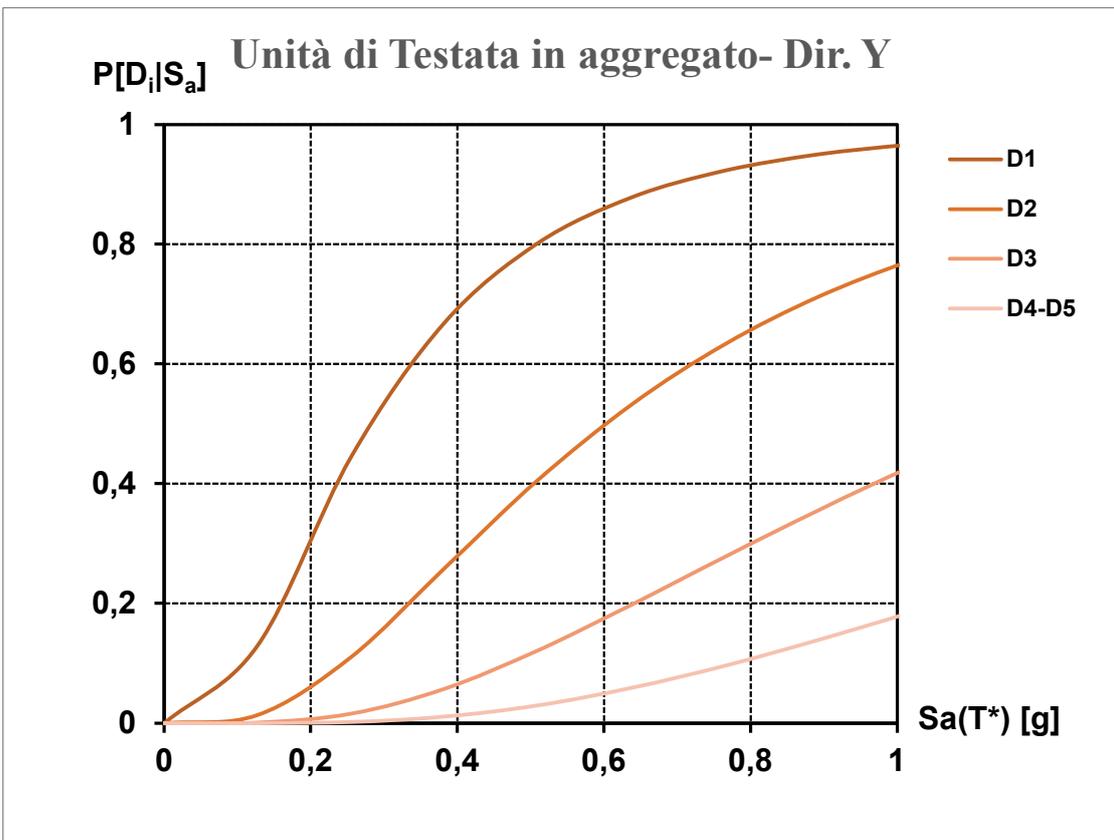
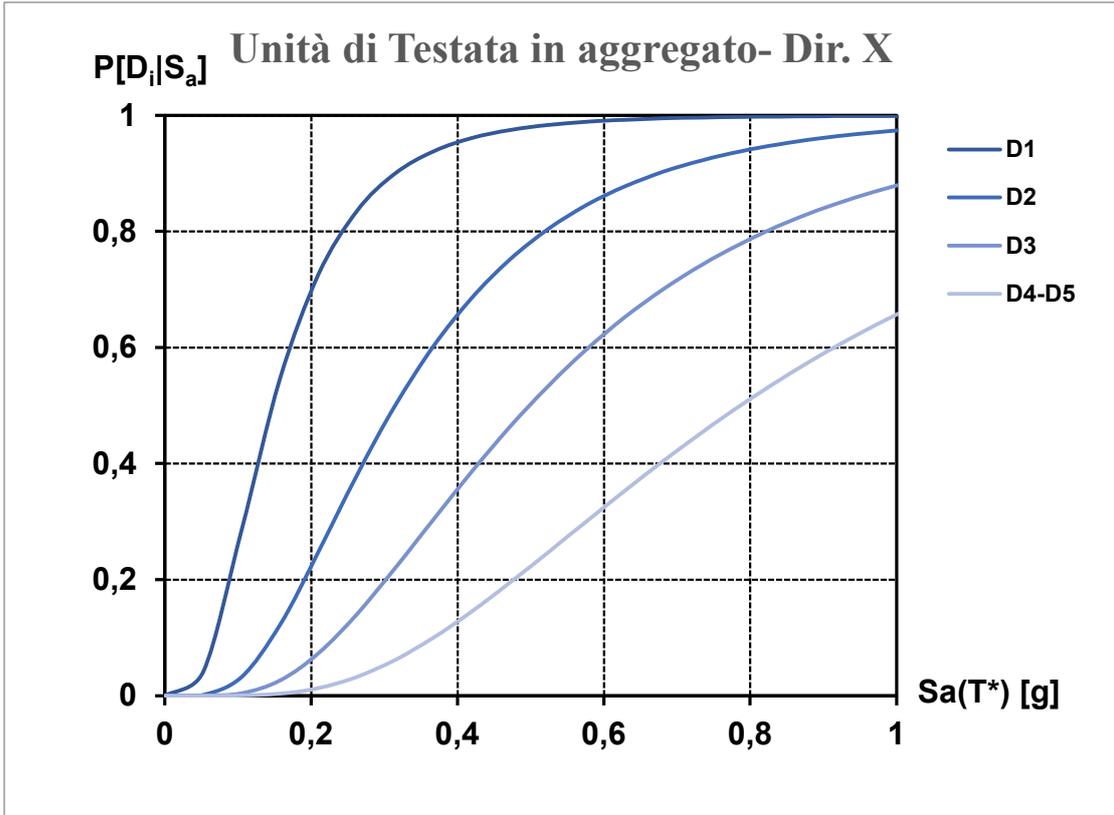
Unità di Mezzeria in aggregato- Dir. X

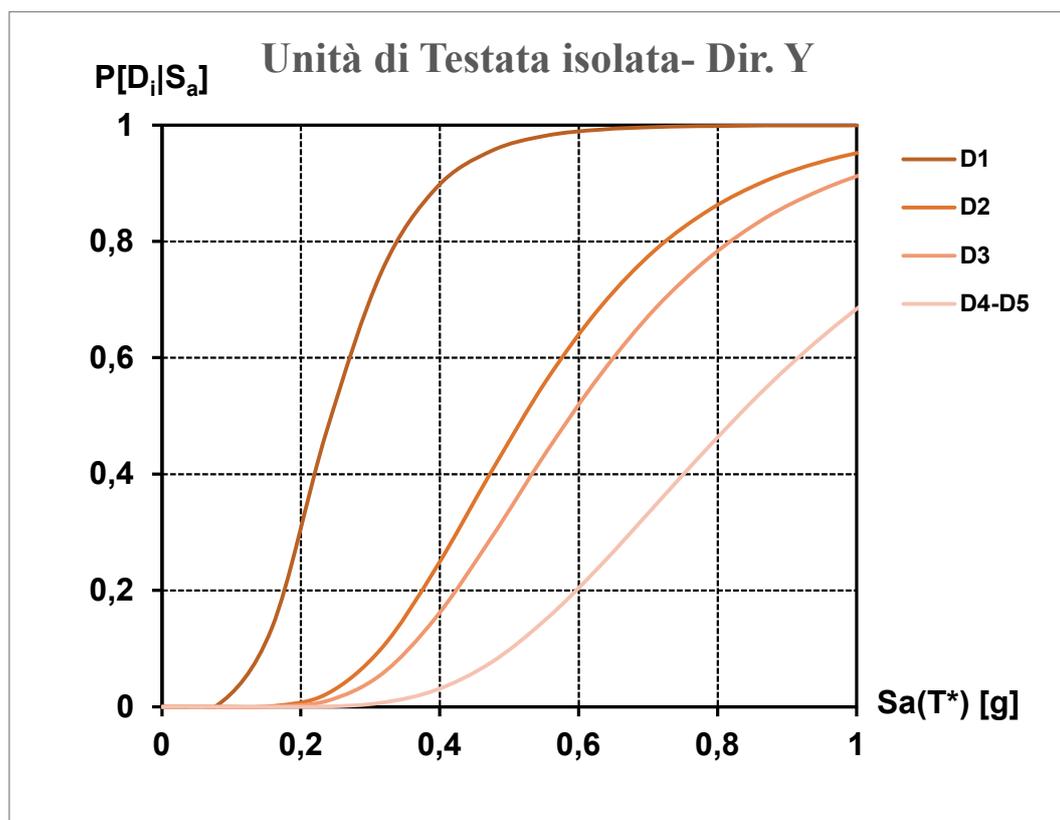
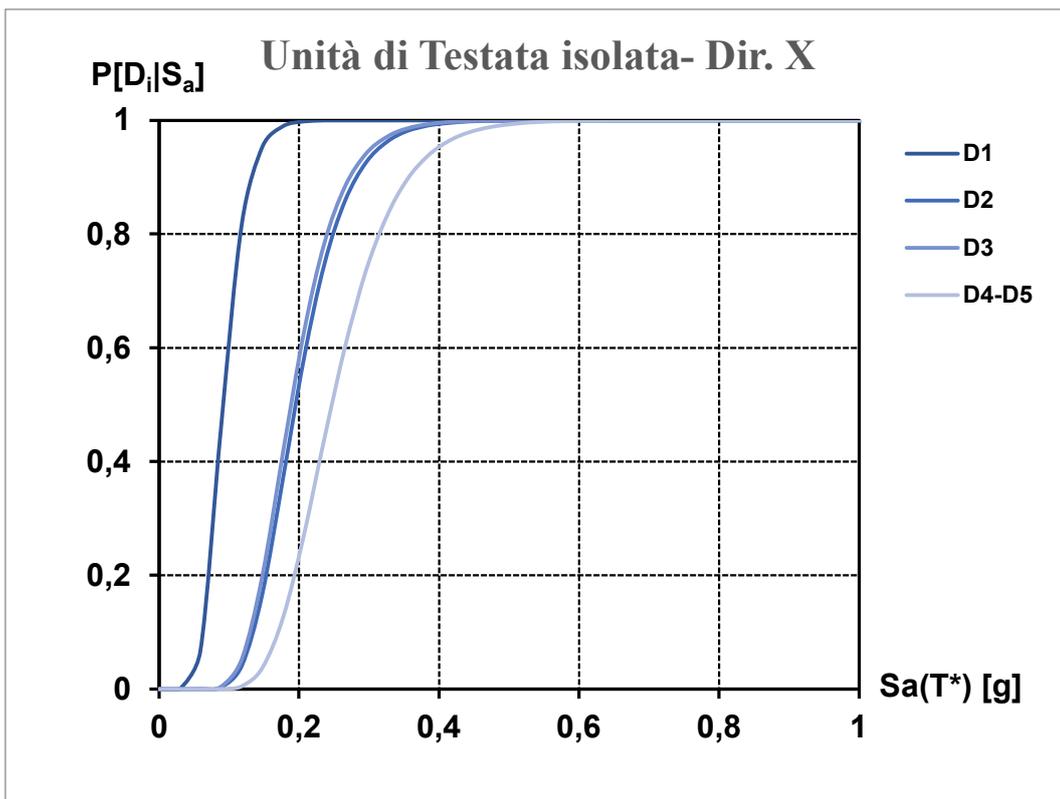


Unità di Mezzeria in aggregato- Dir. Y

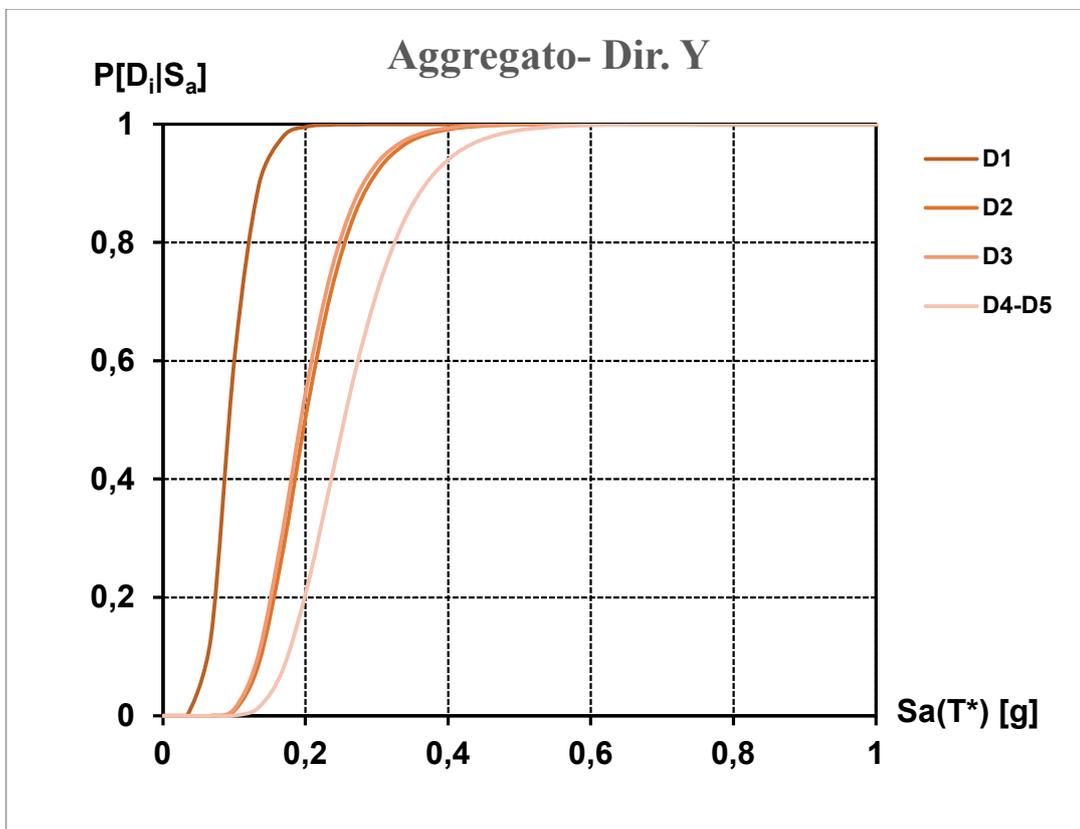
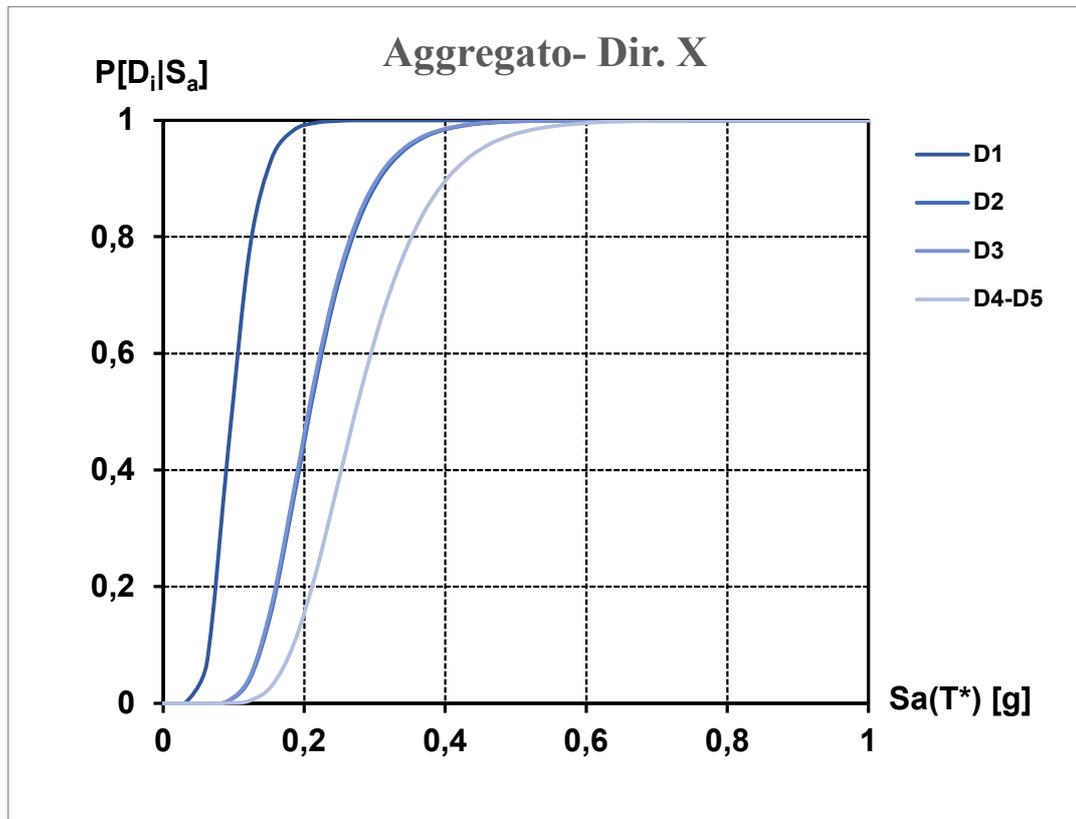


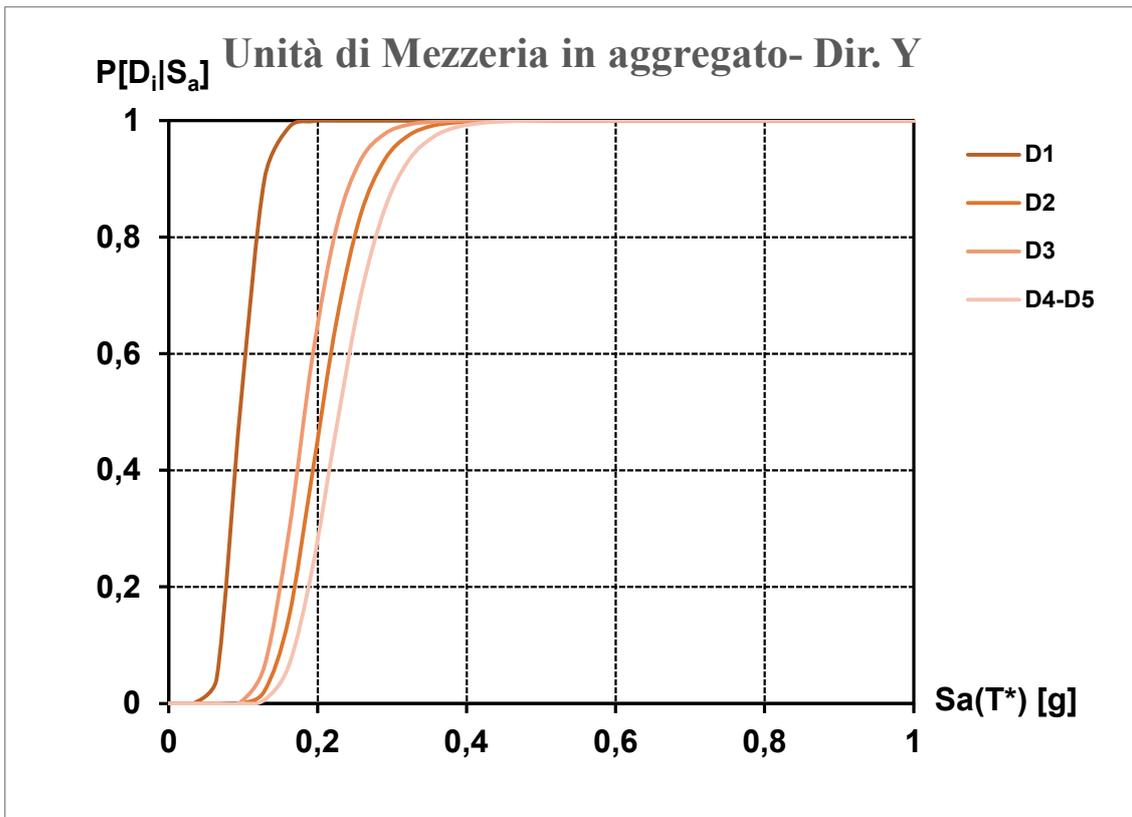
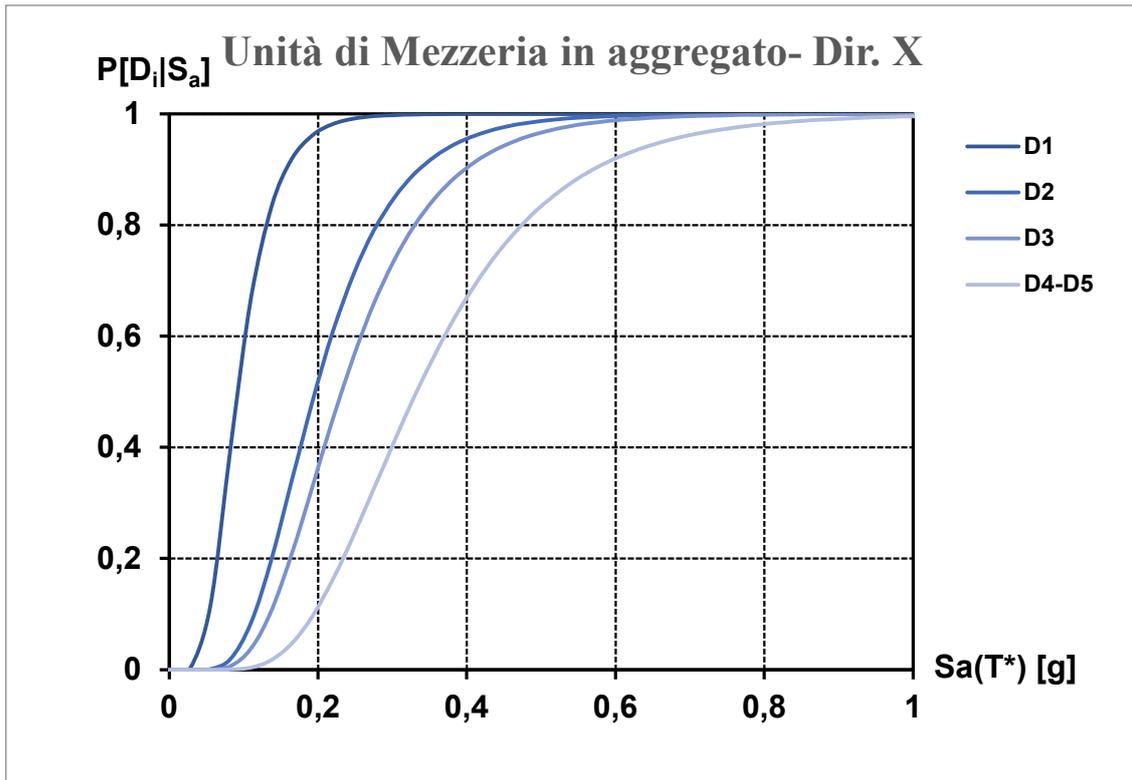


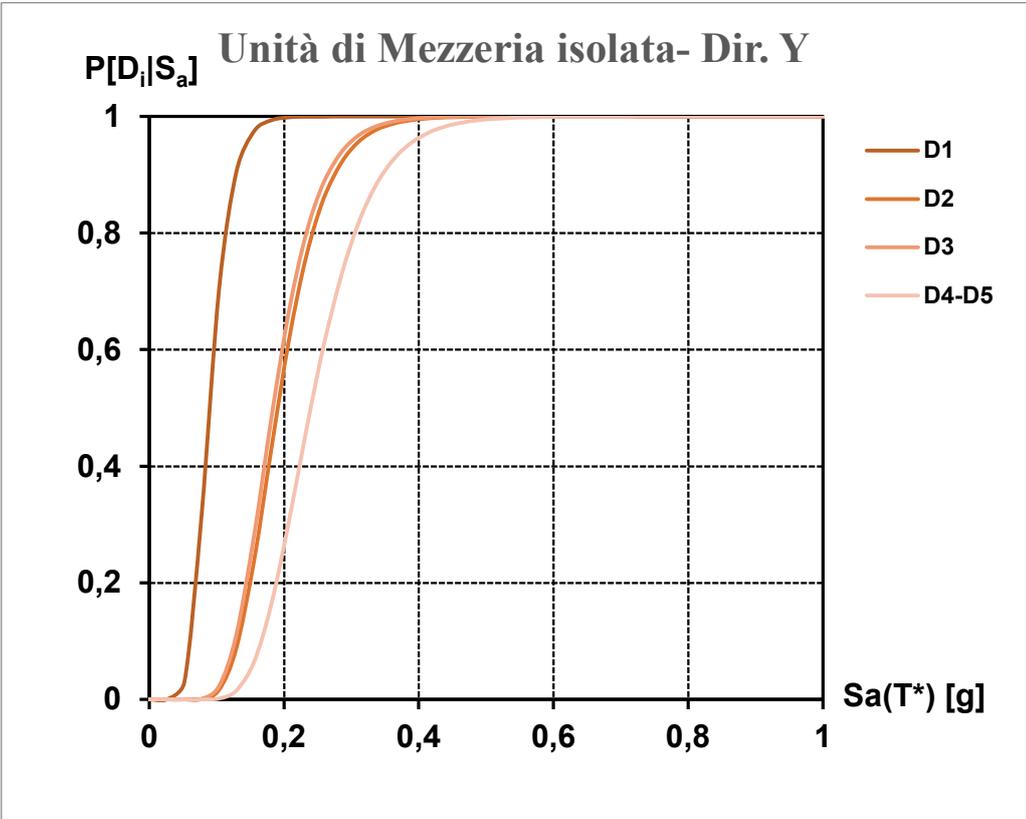
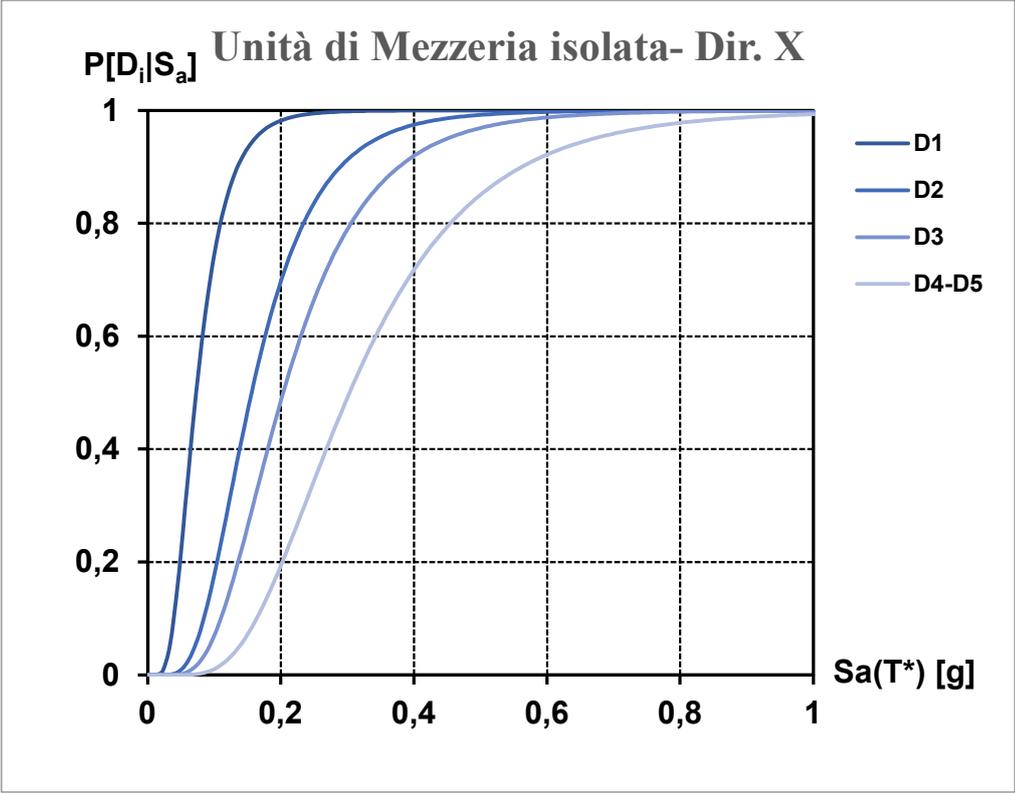


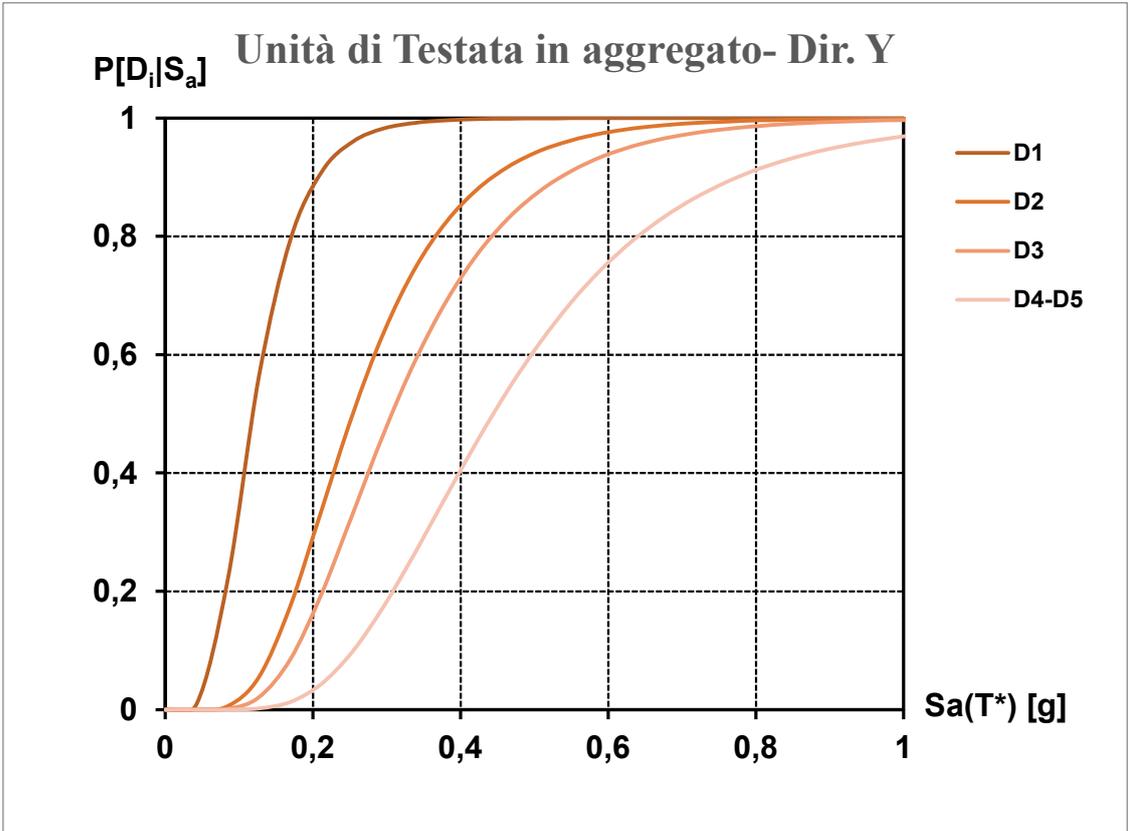
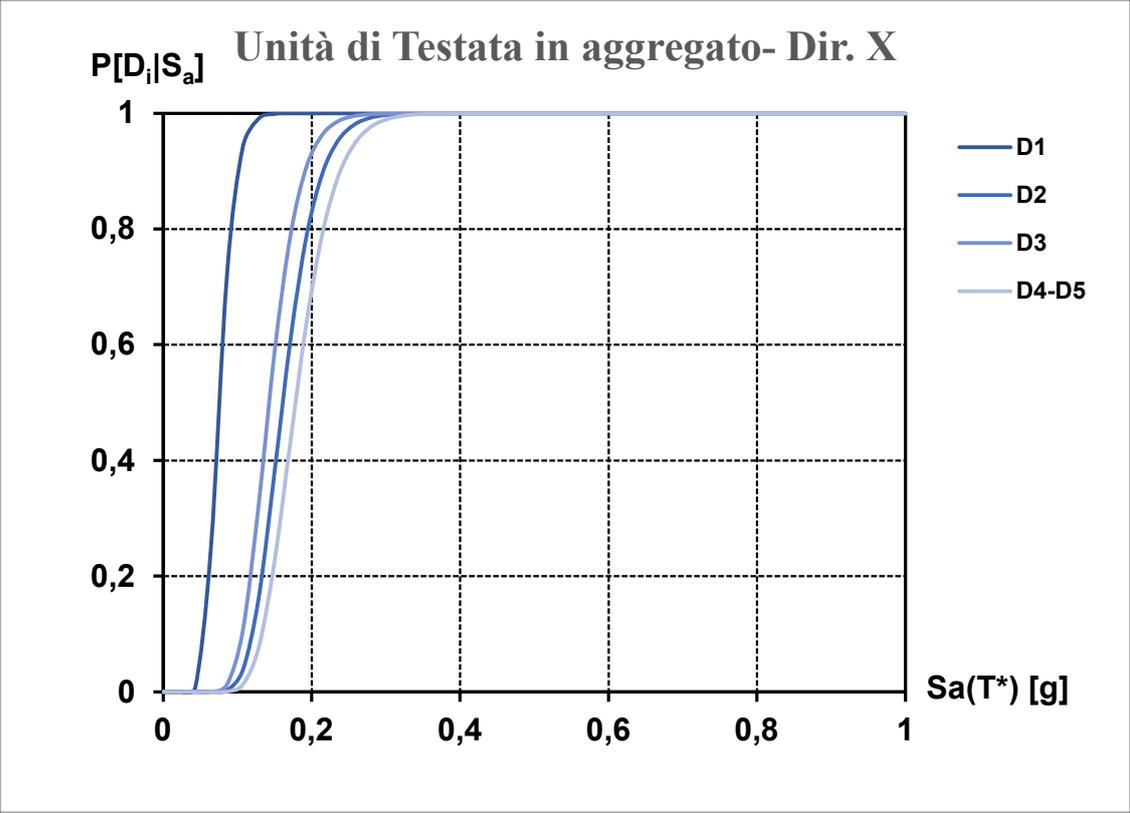


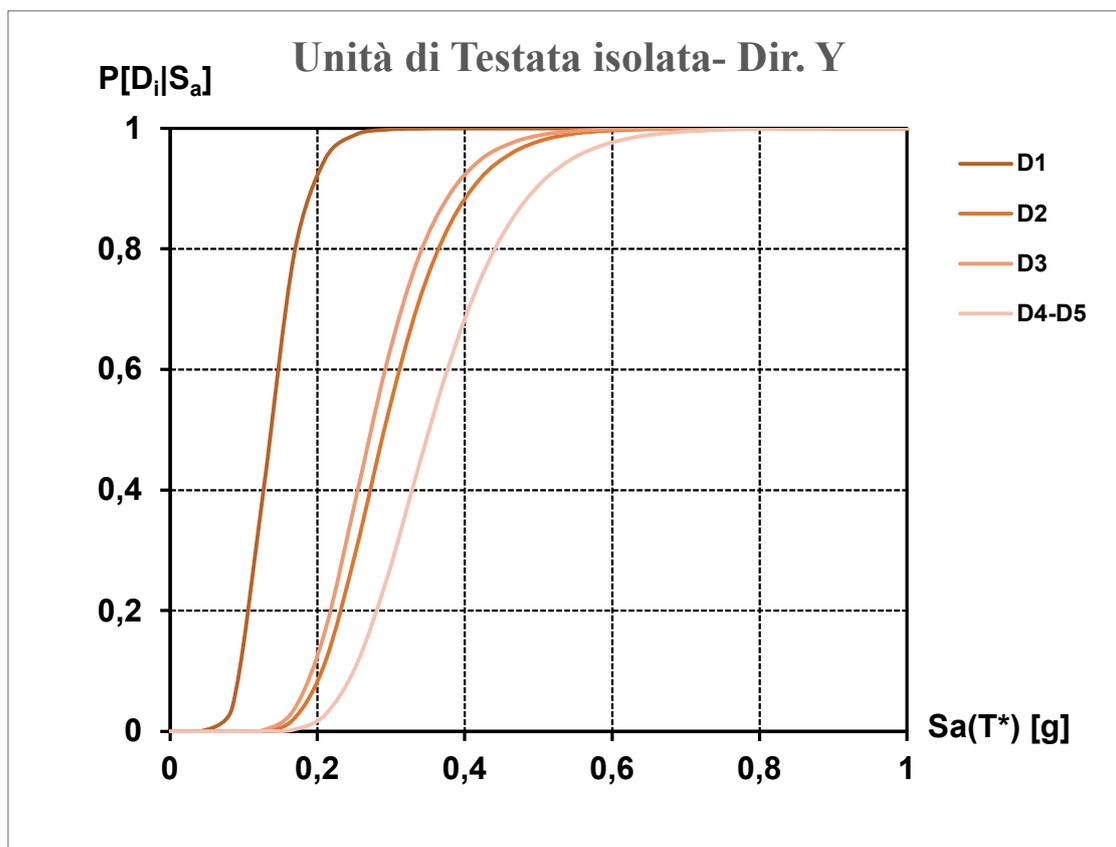
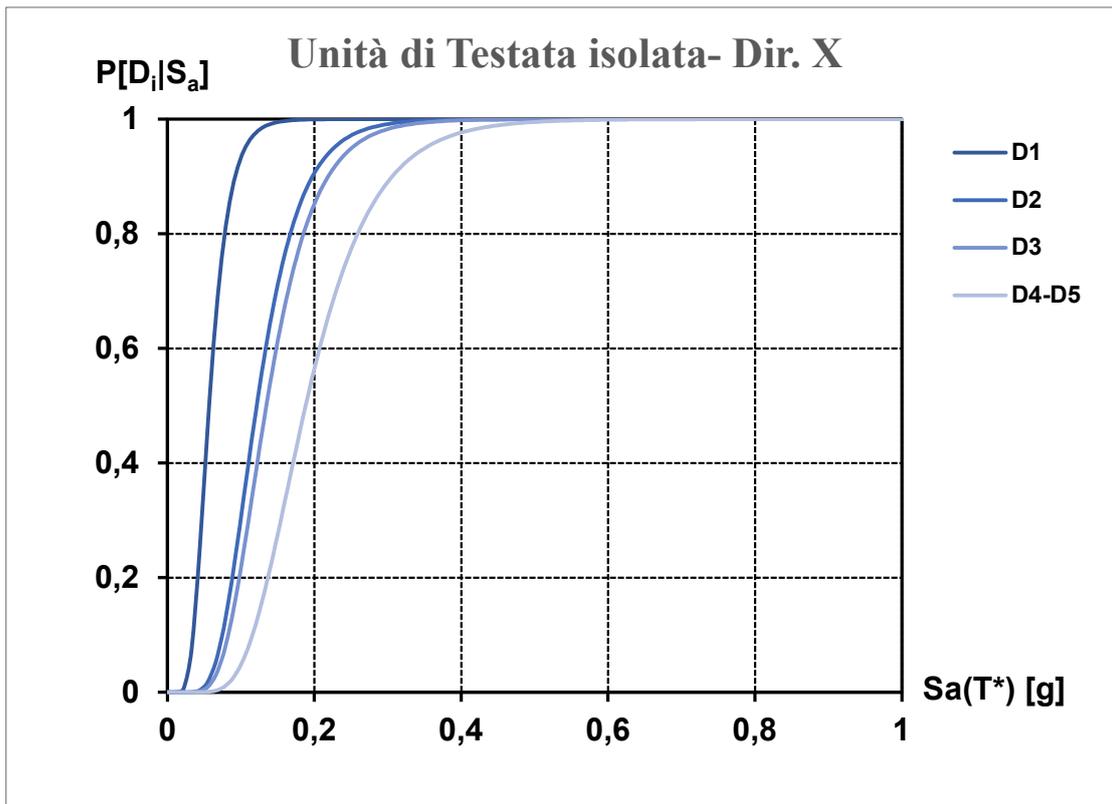
- Tipologia di muratura in Pietrame disordinata





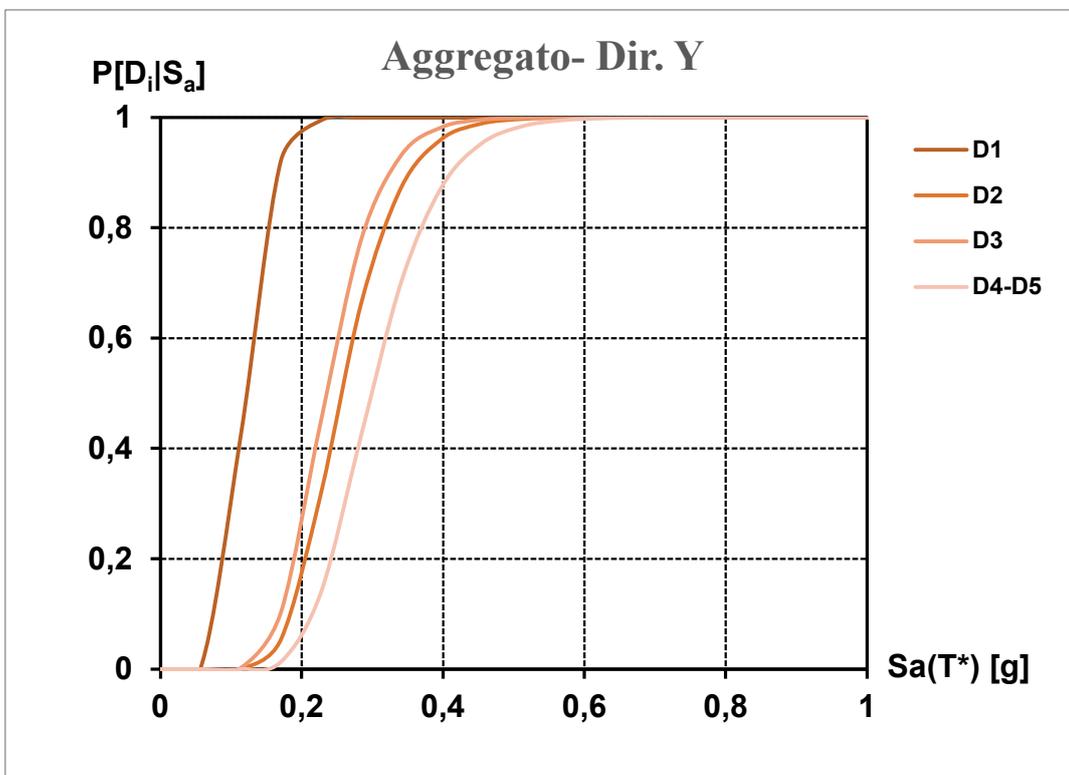
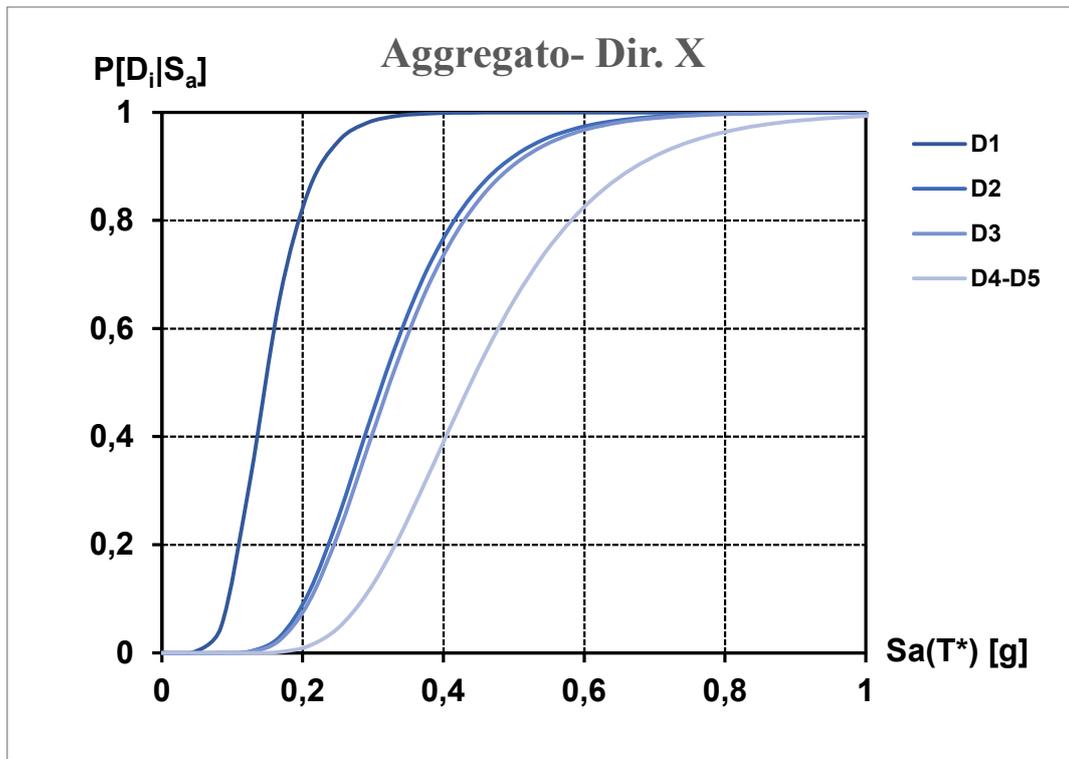


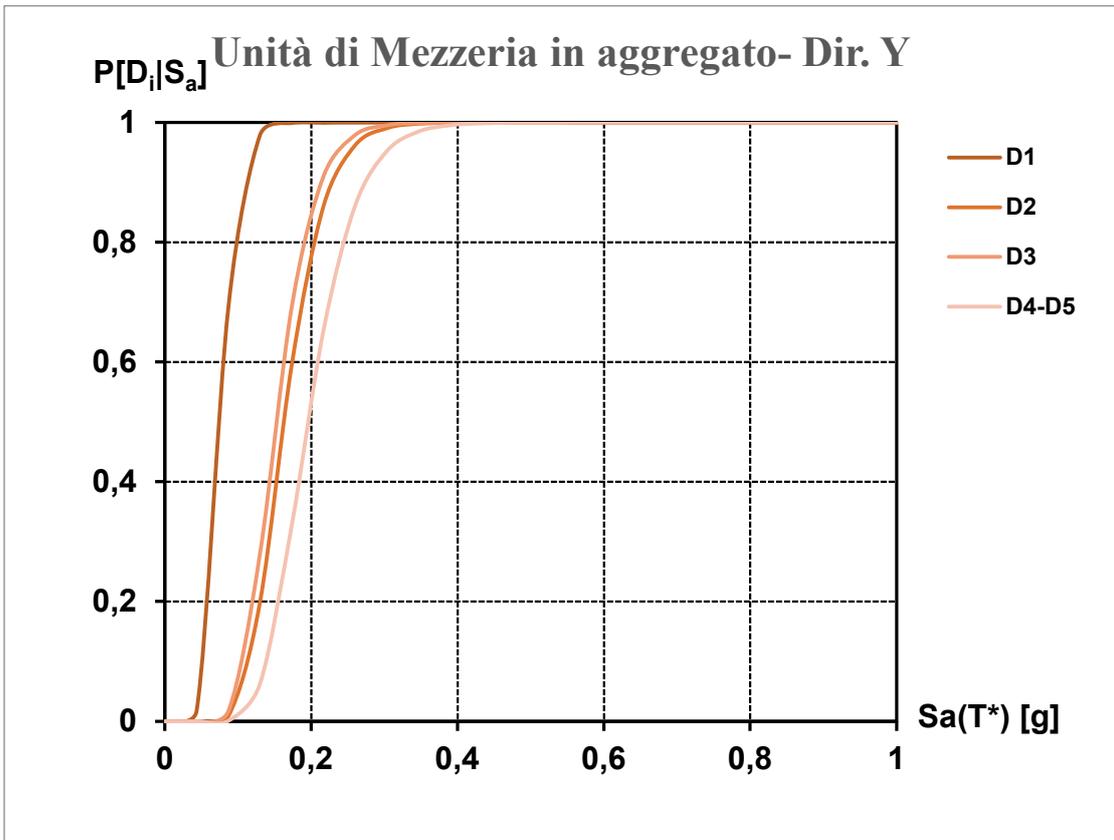
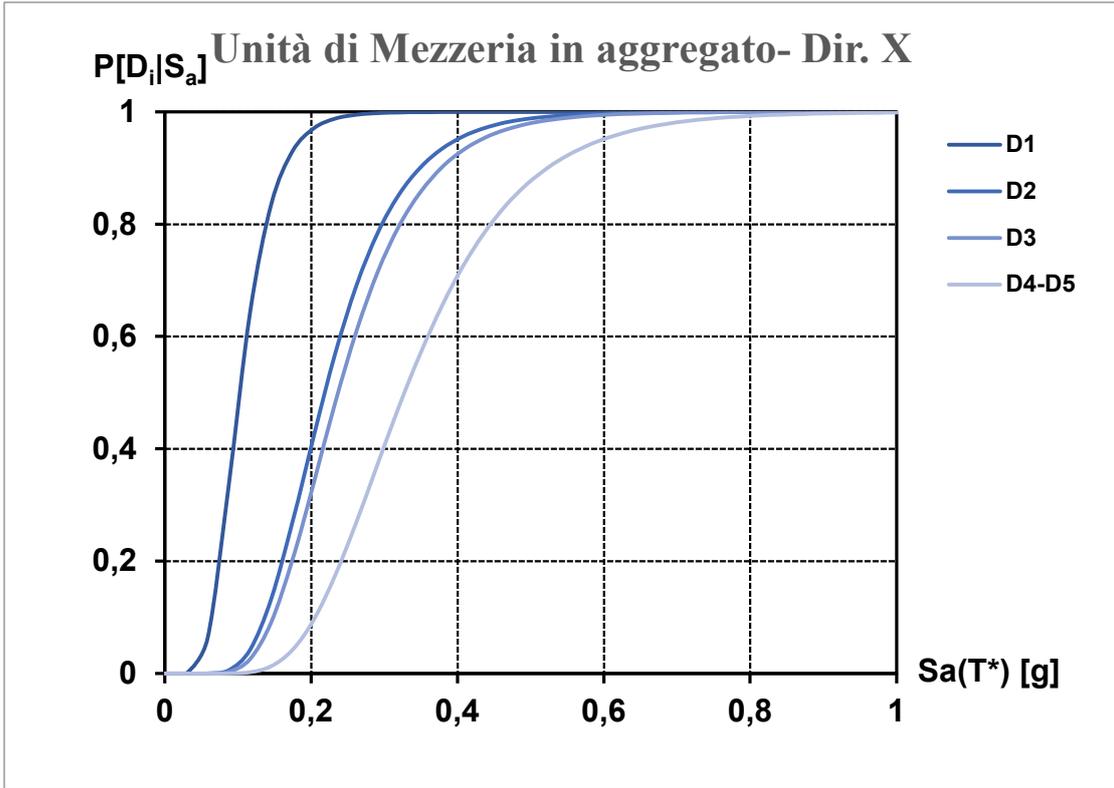


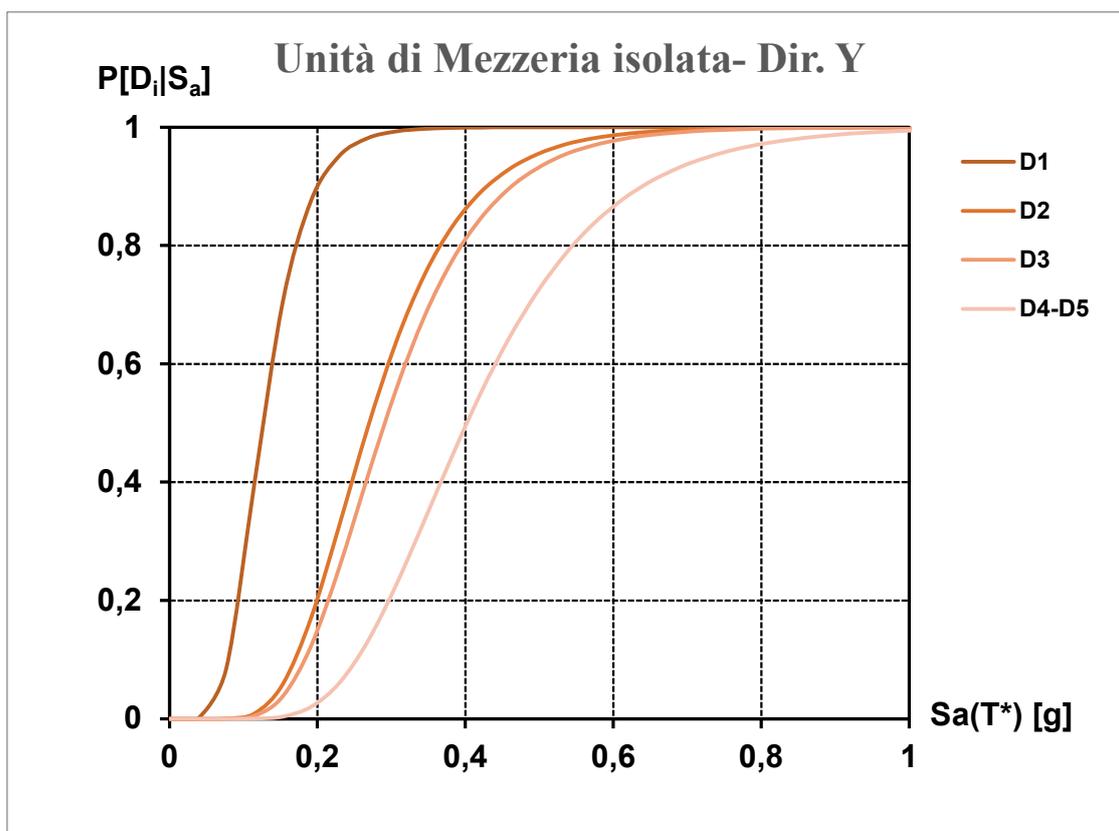
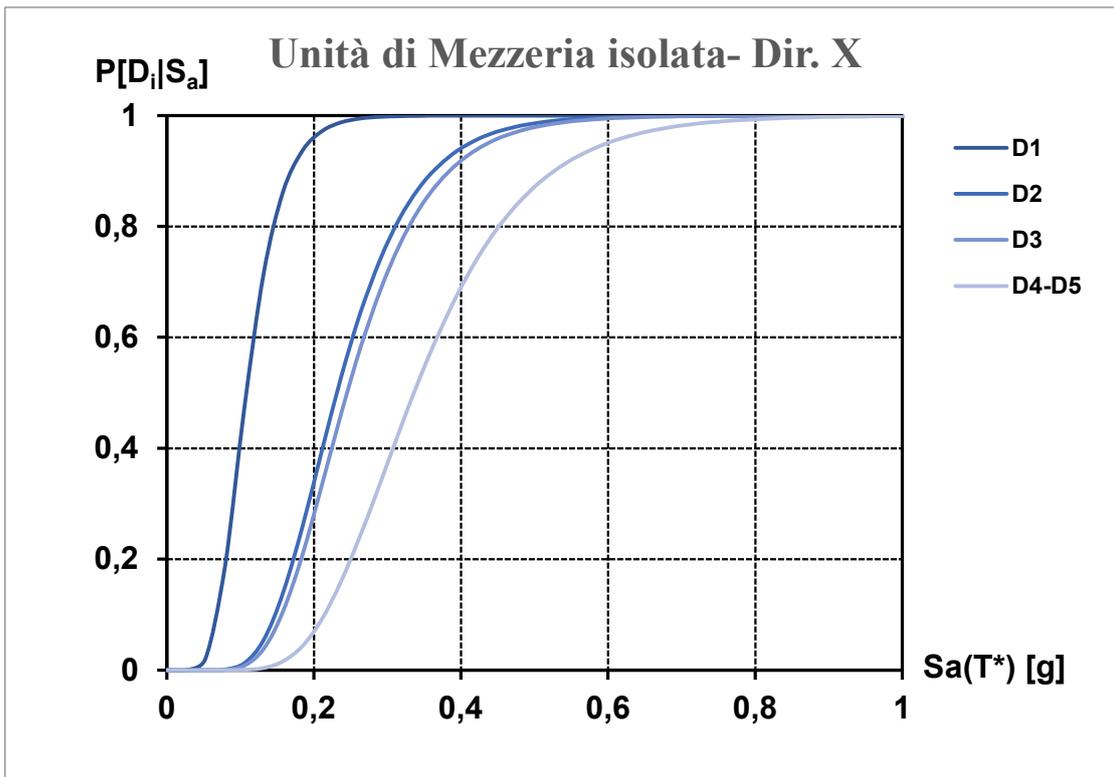


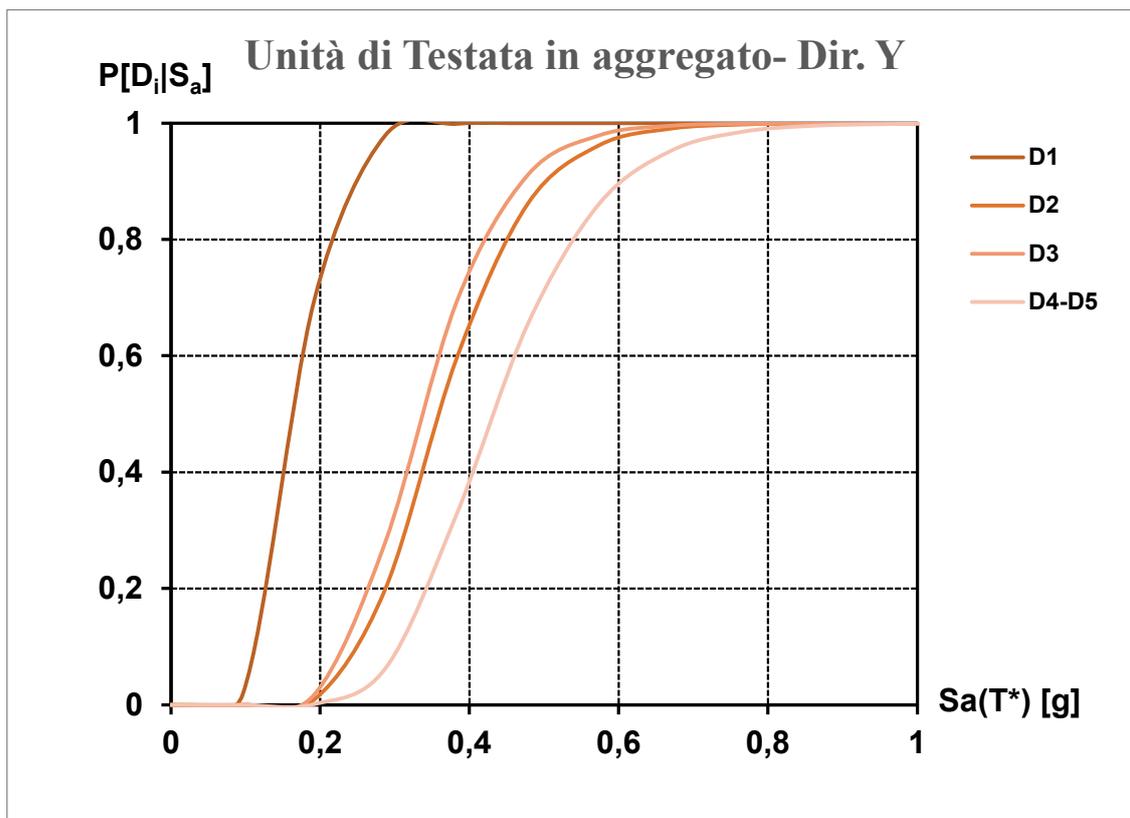
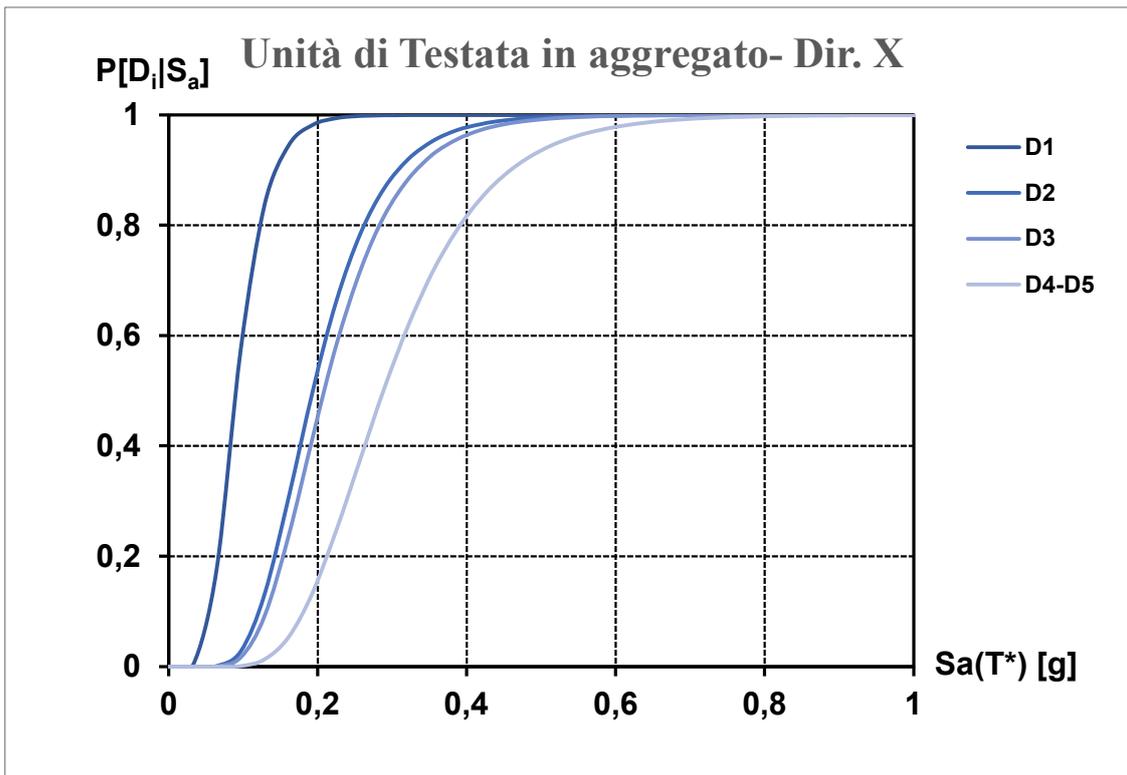
Software di calcolo CDS Win

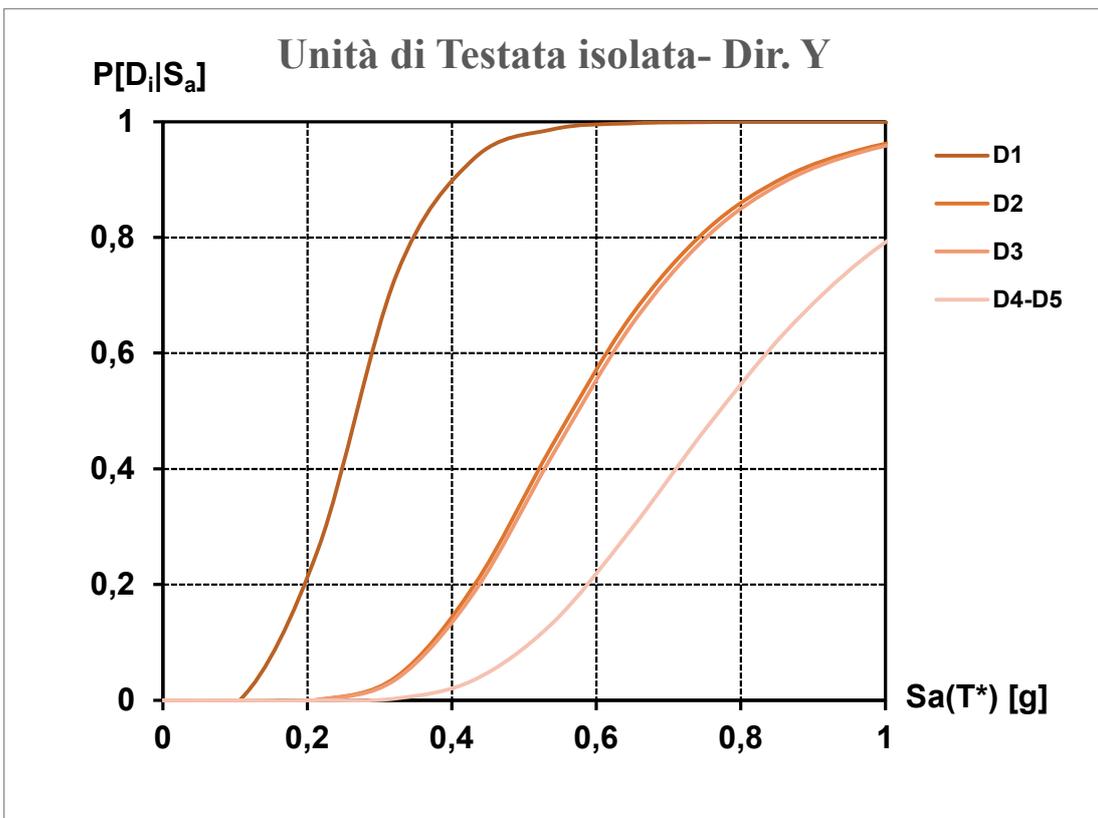
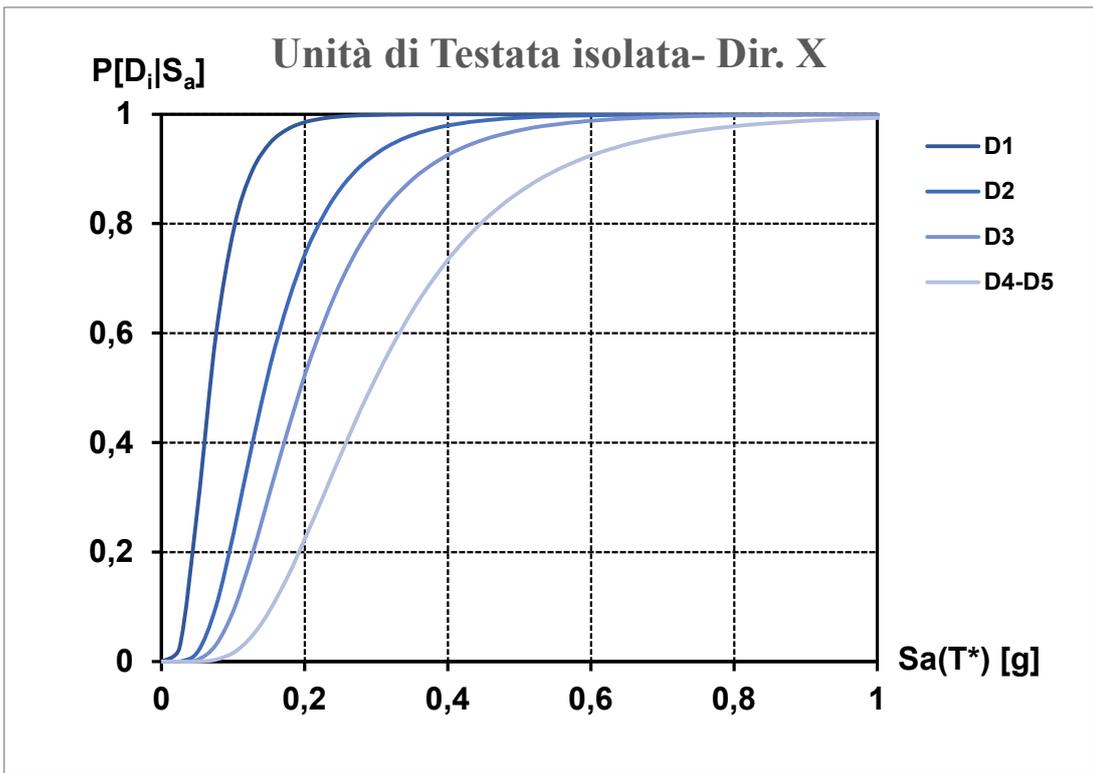
- Stato di fatto



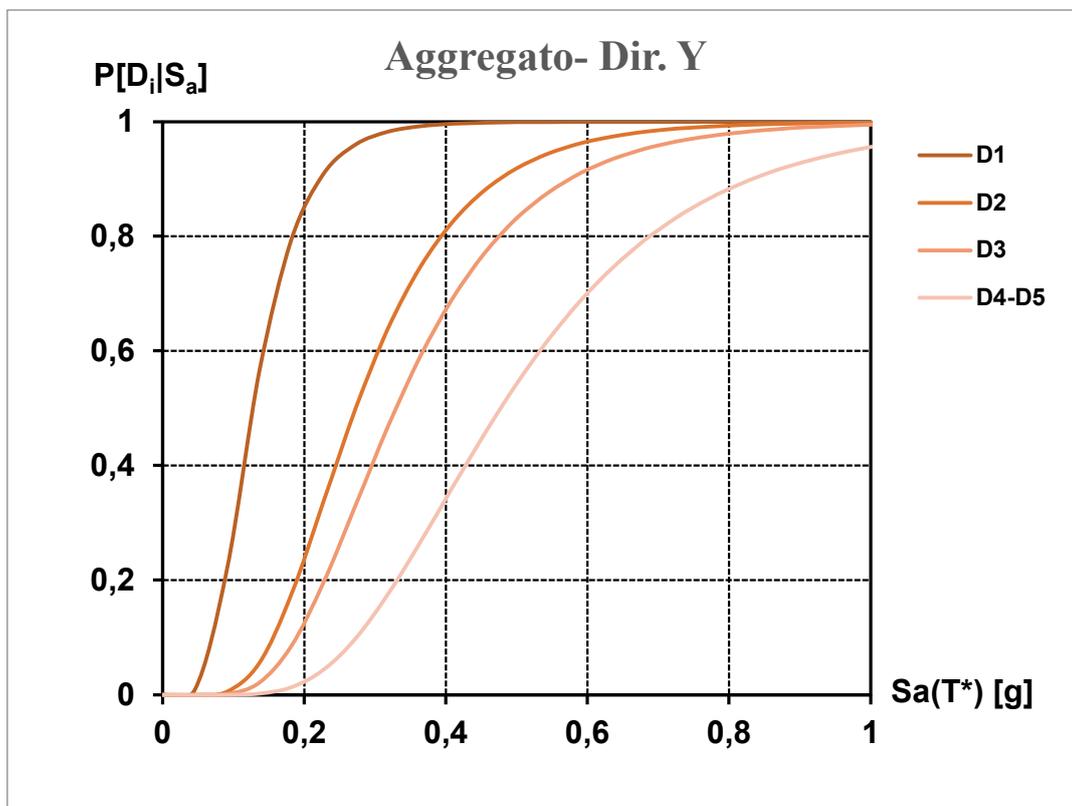
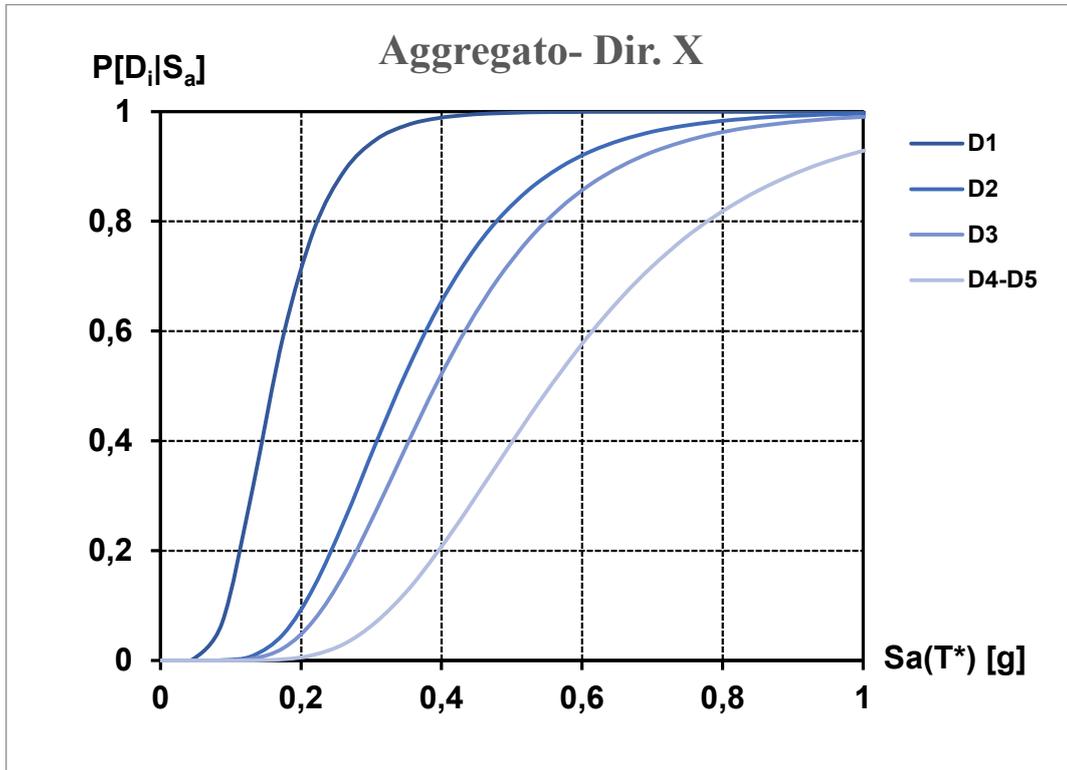


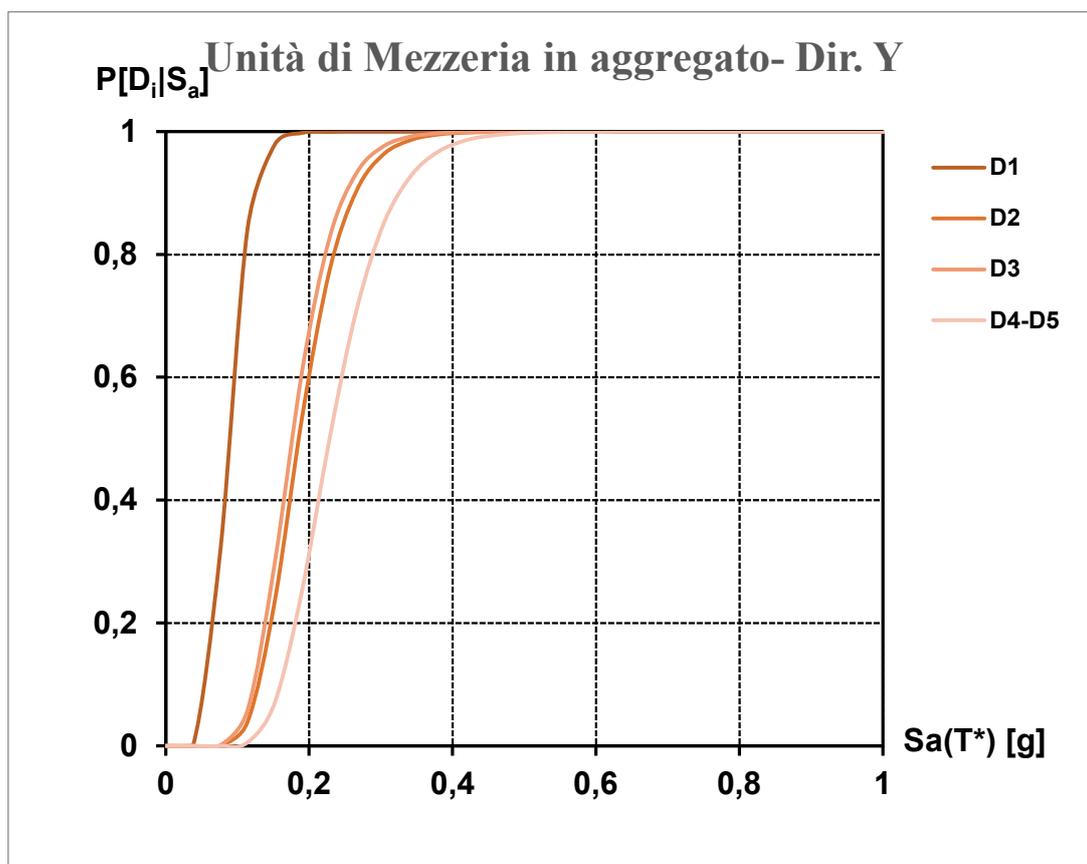
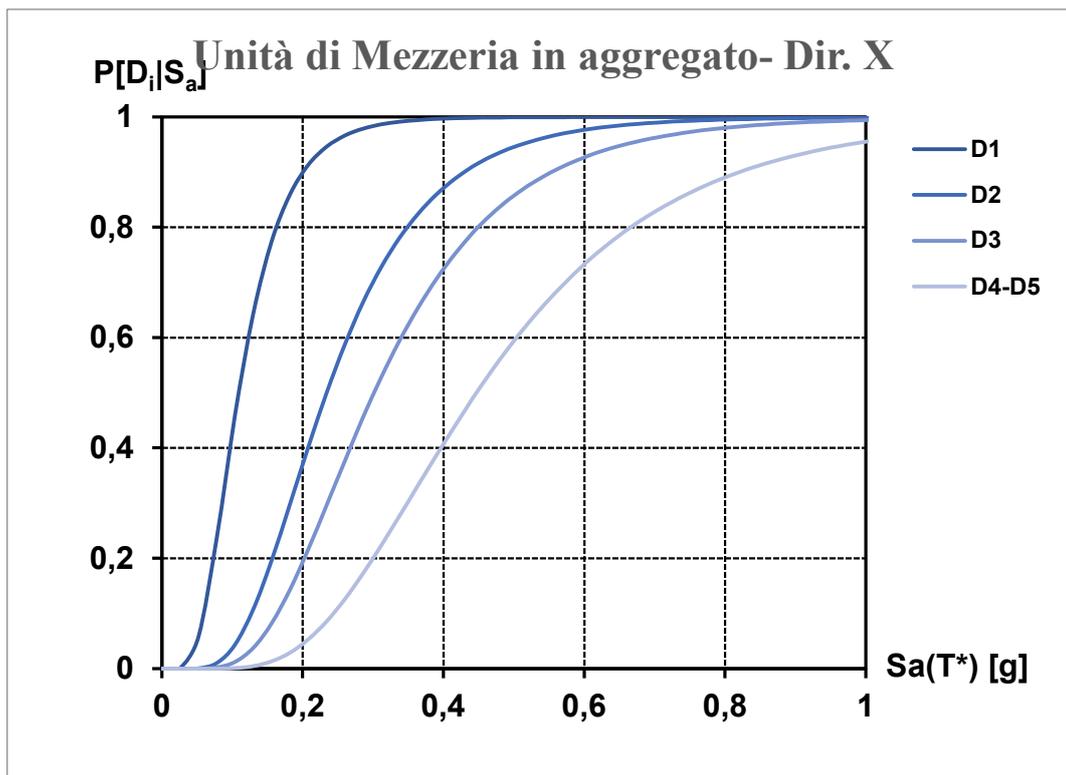


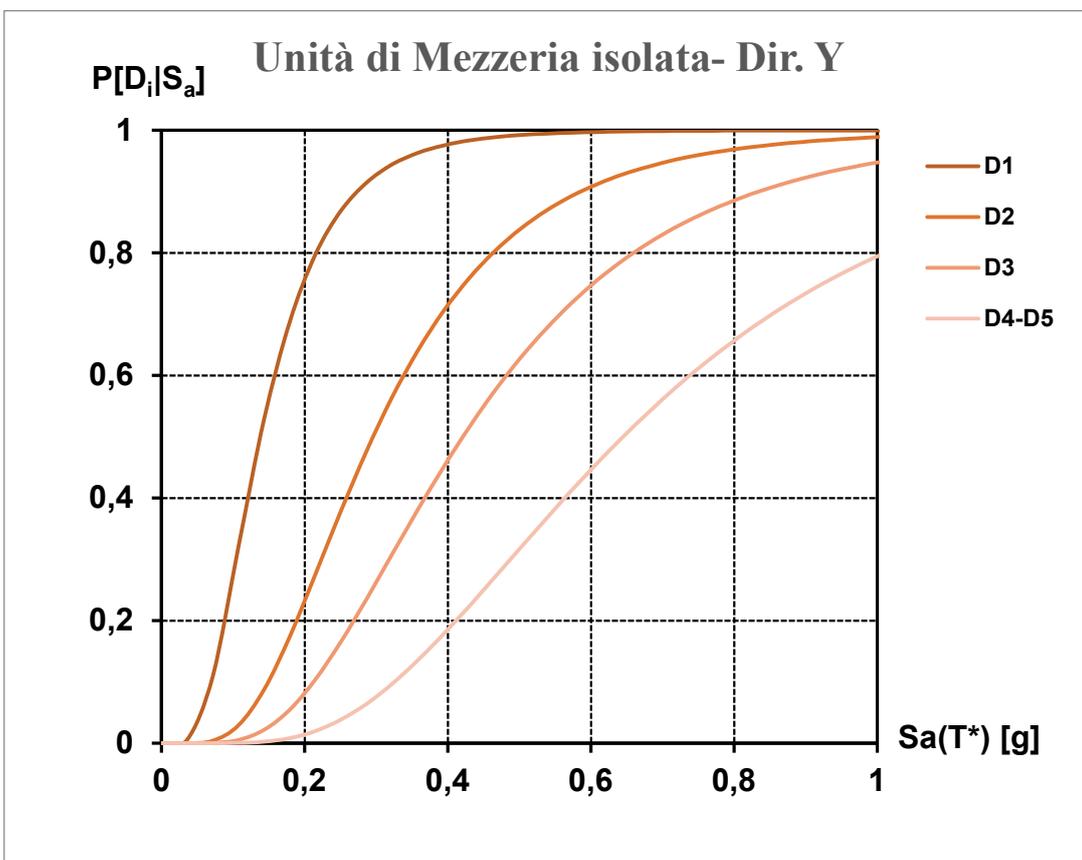
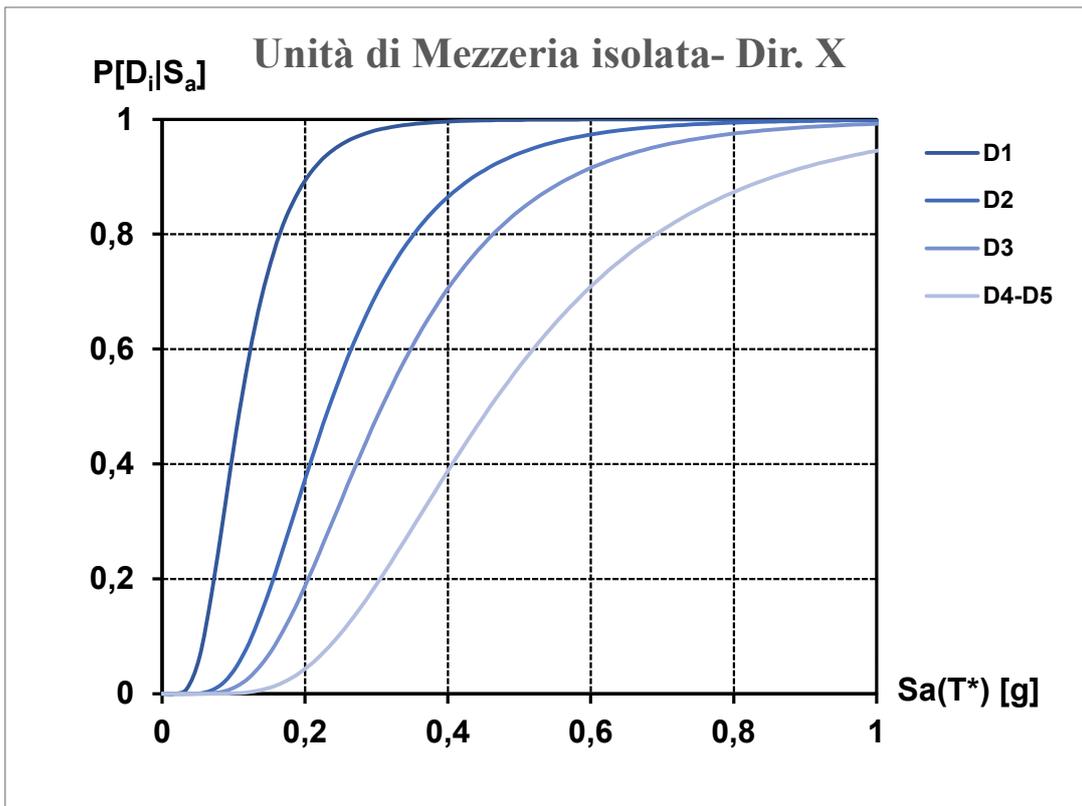


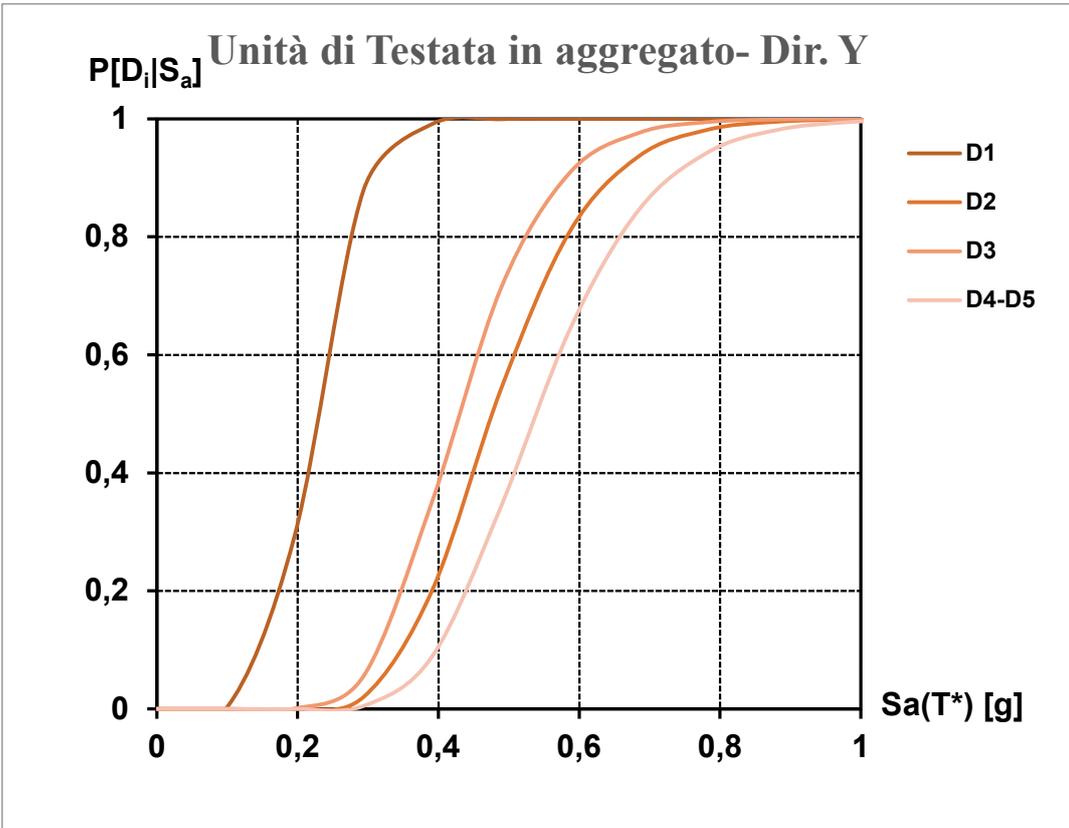
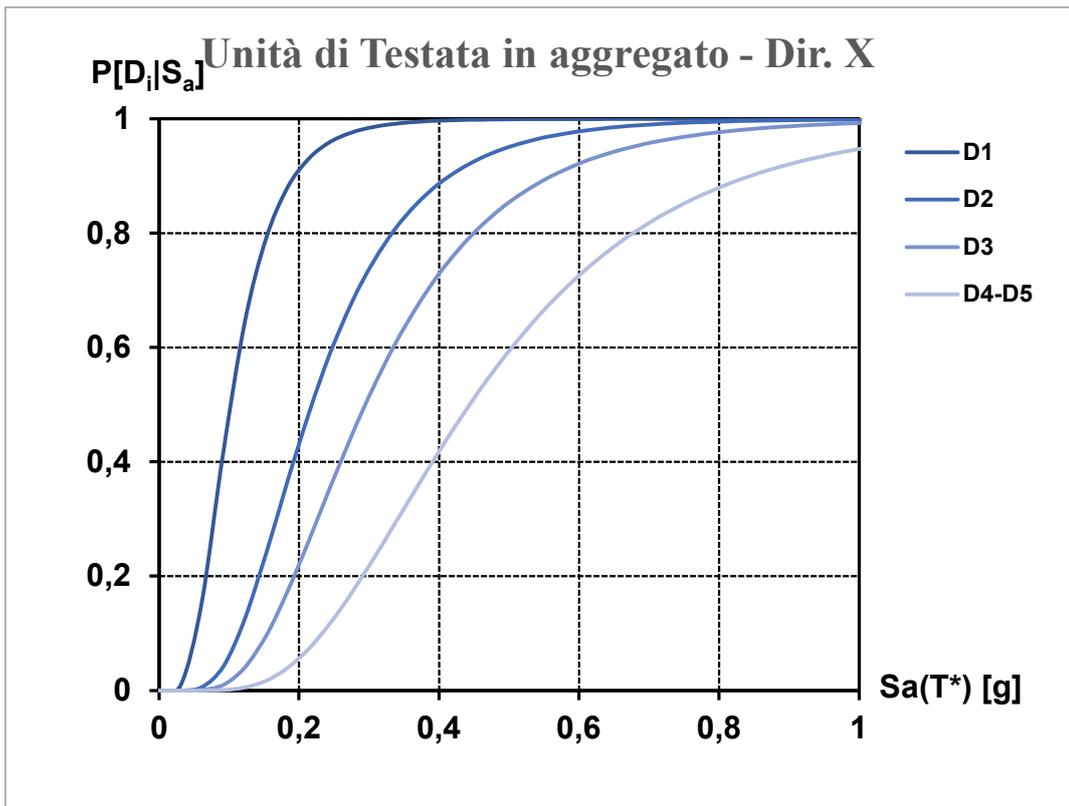


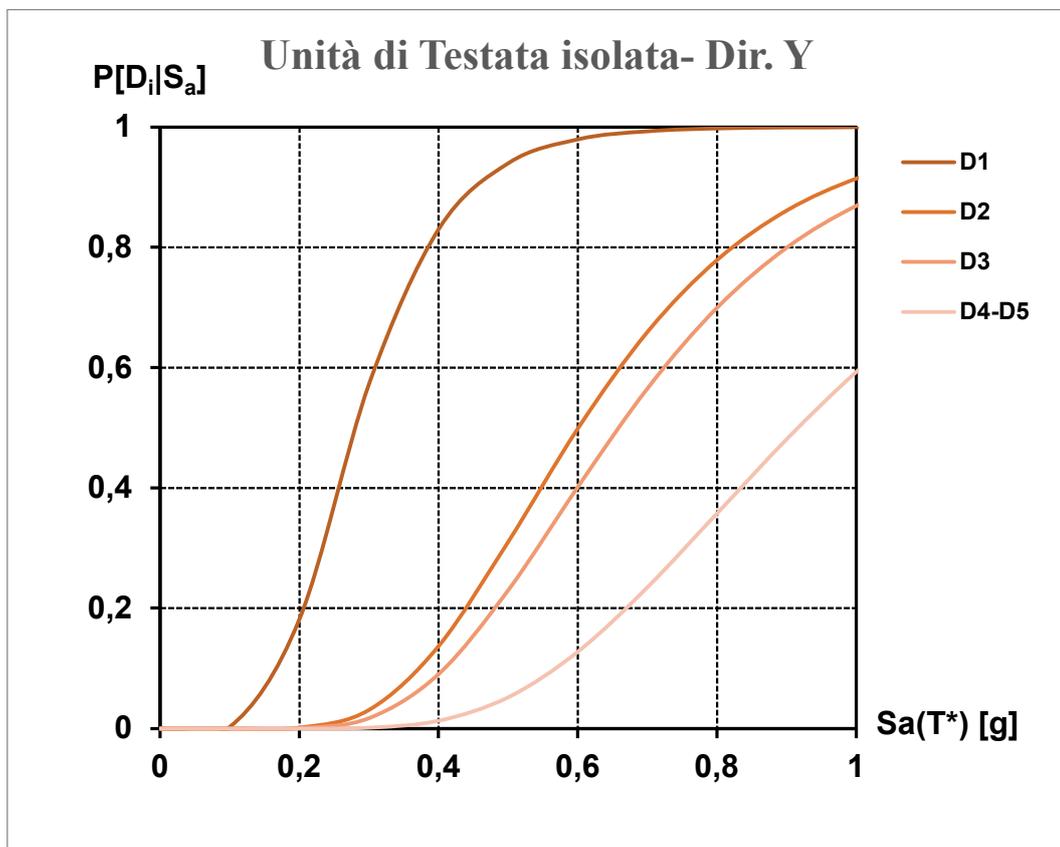
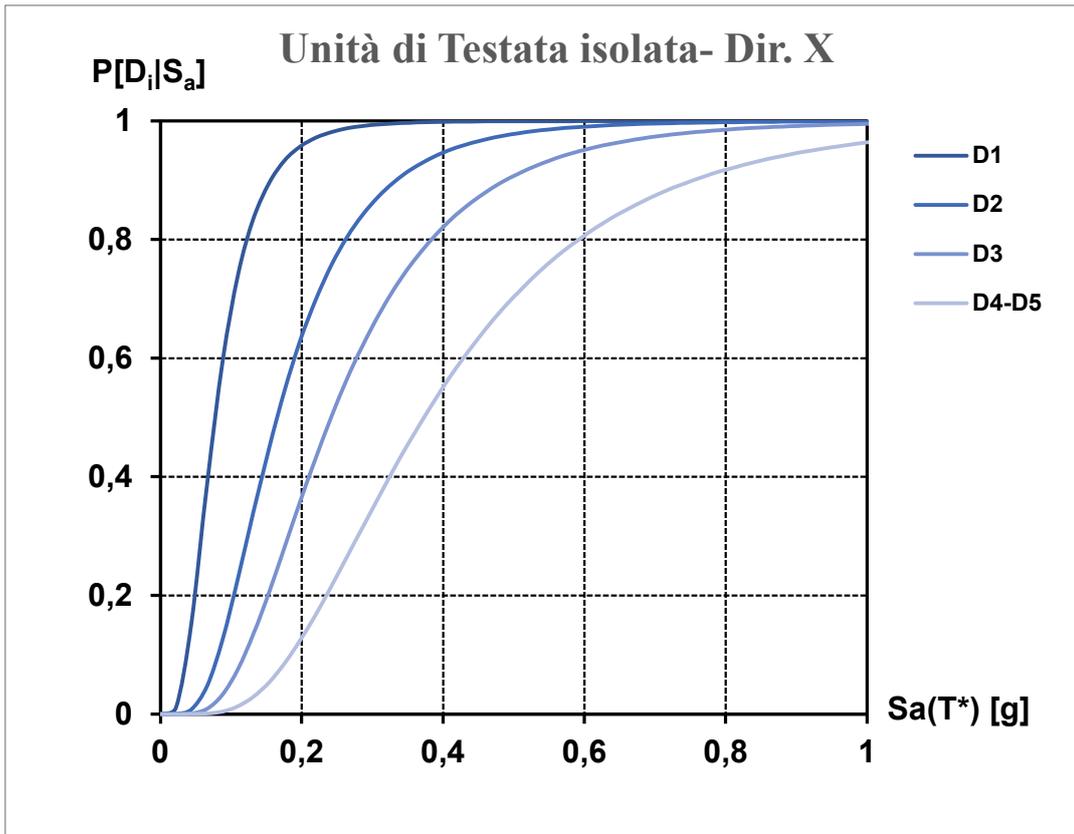
- Impalcati rigidi



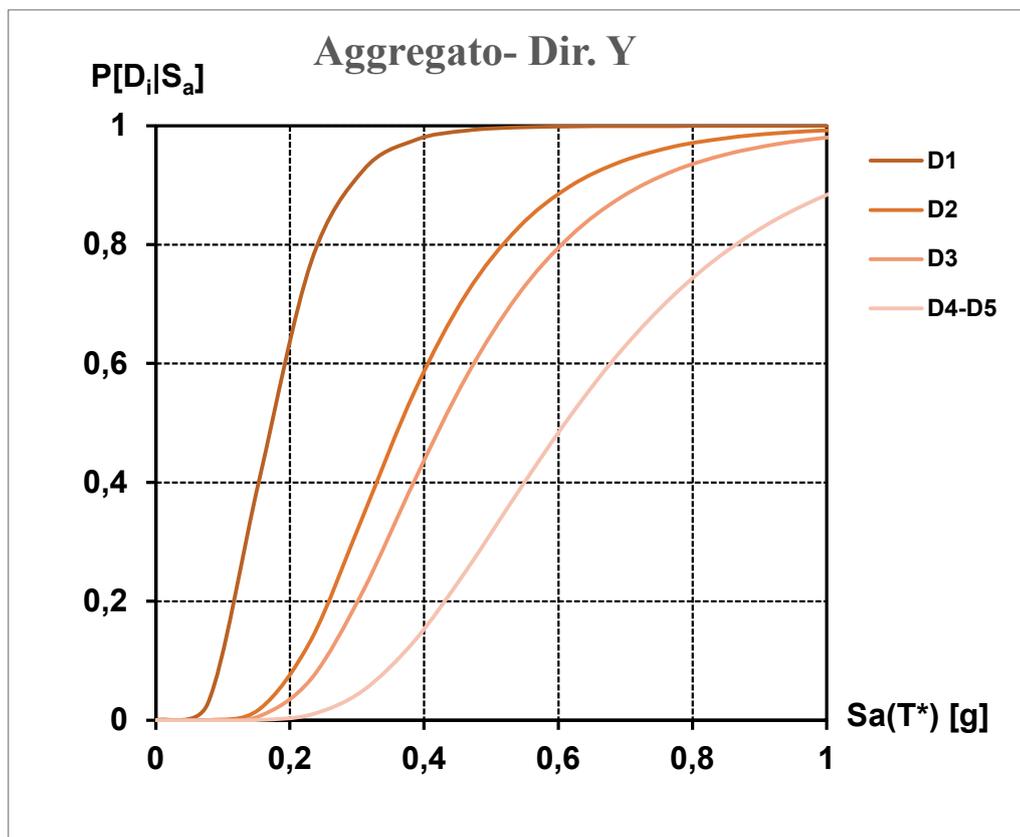
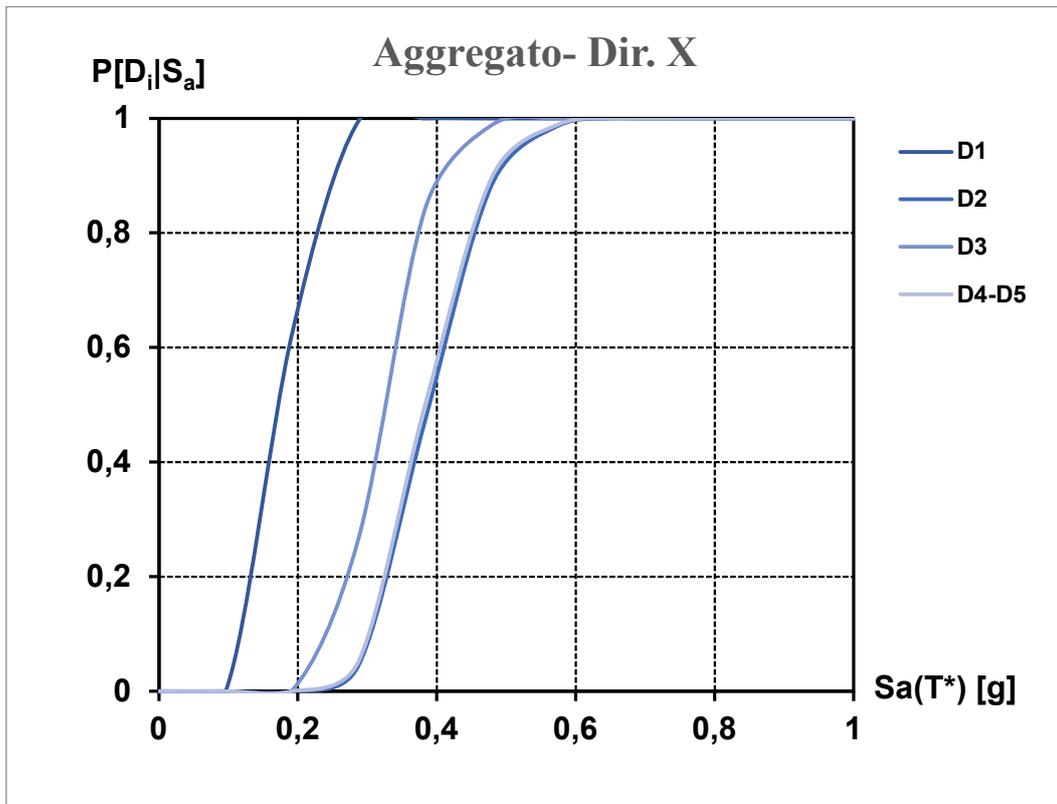


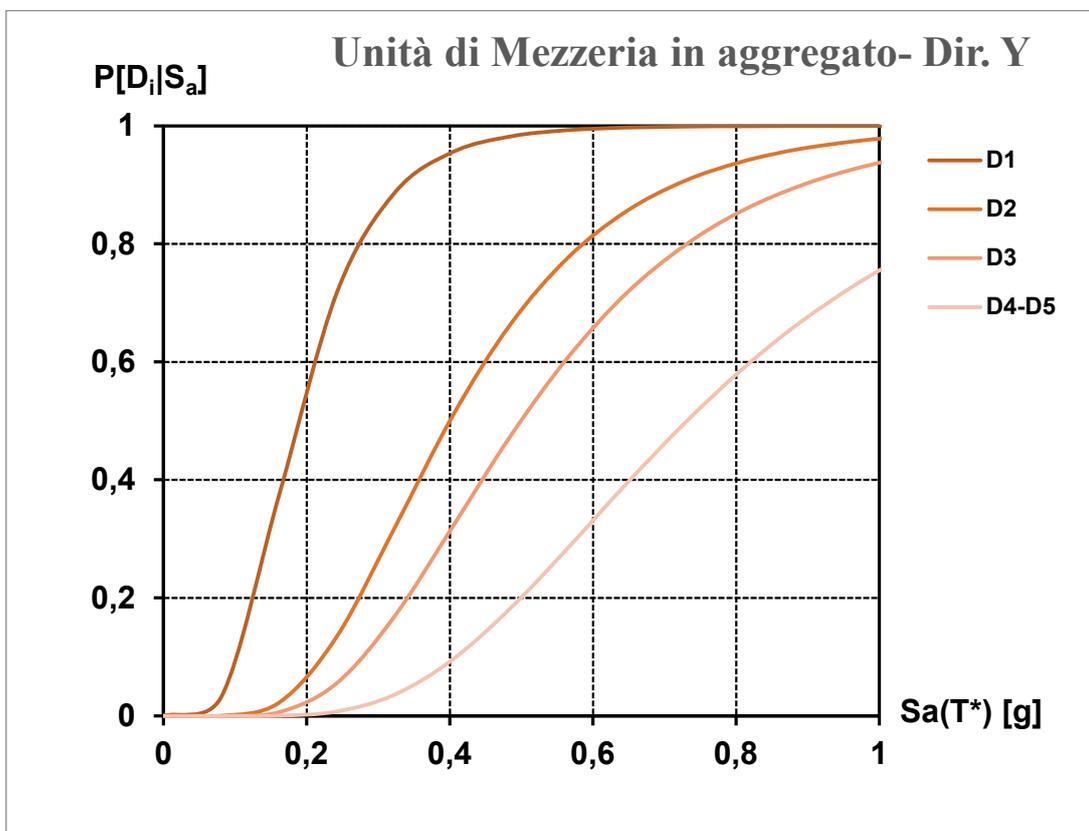
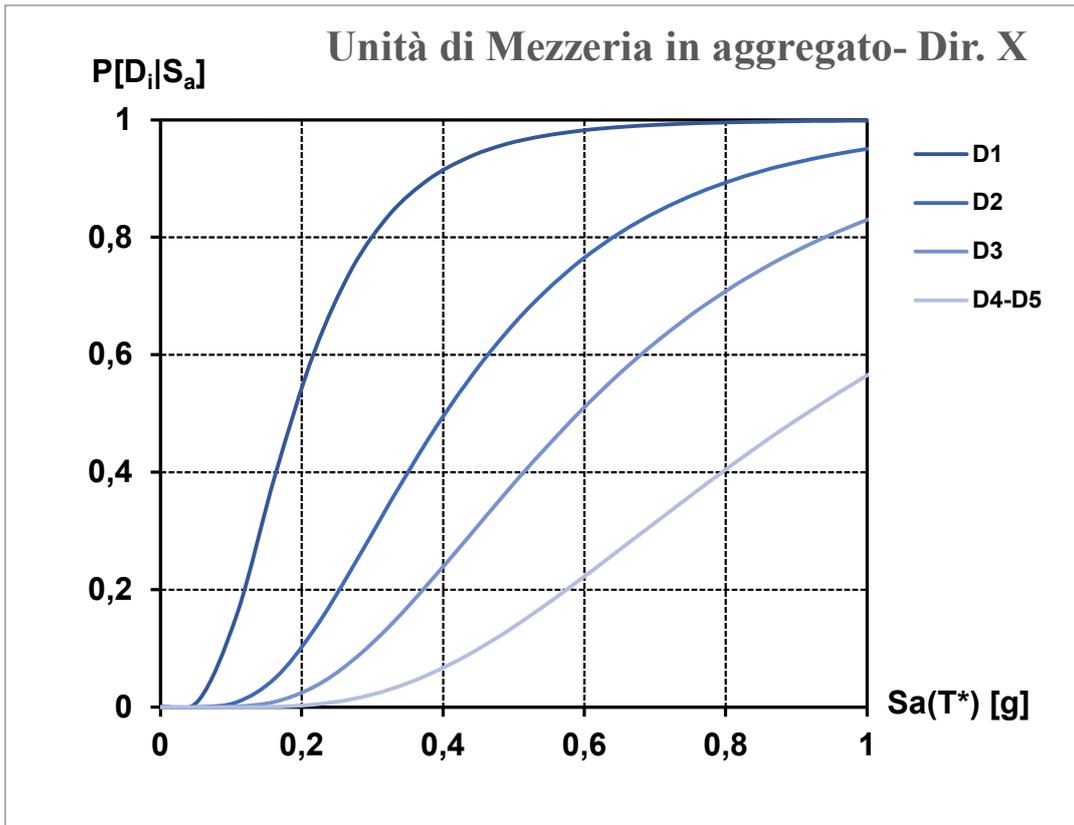


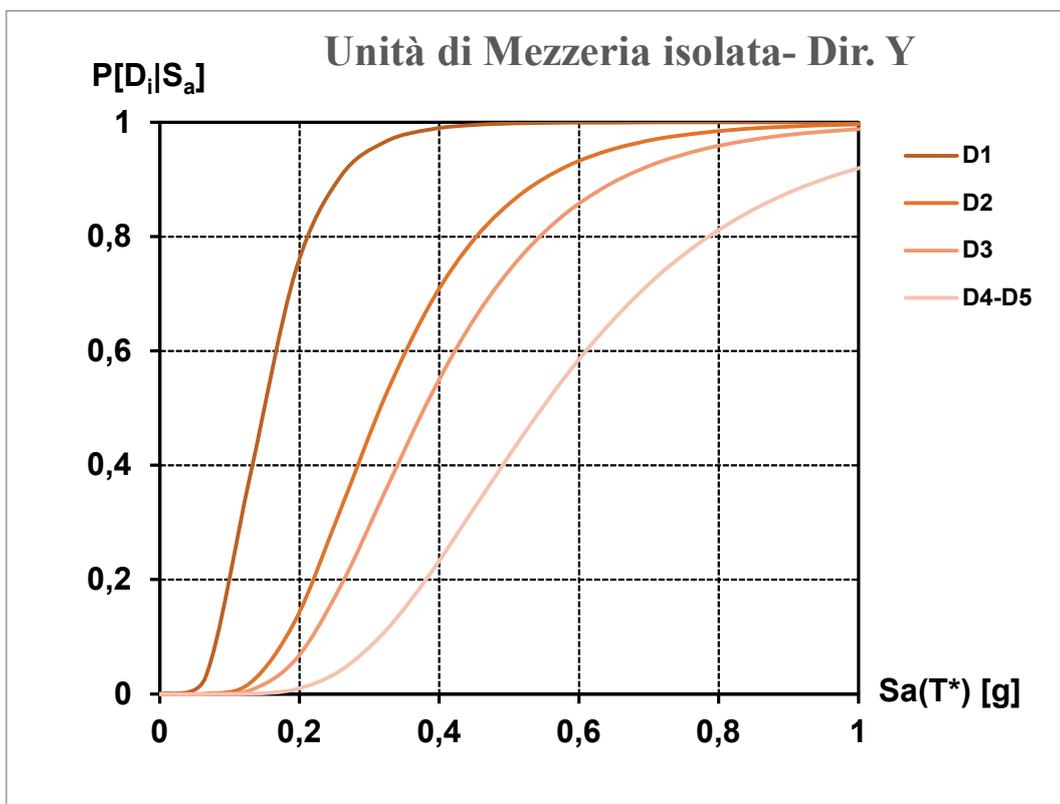
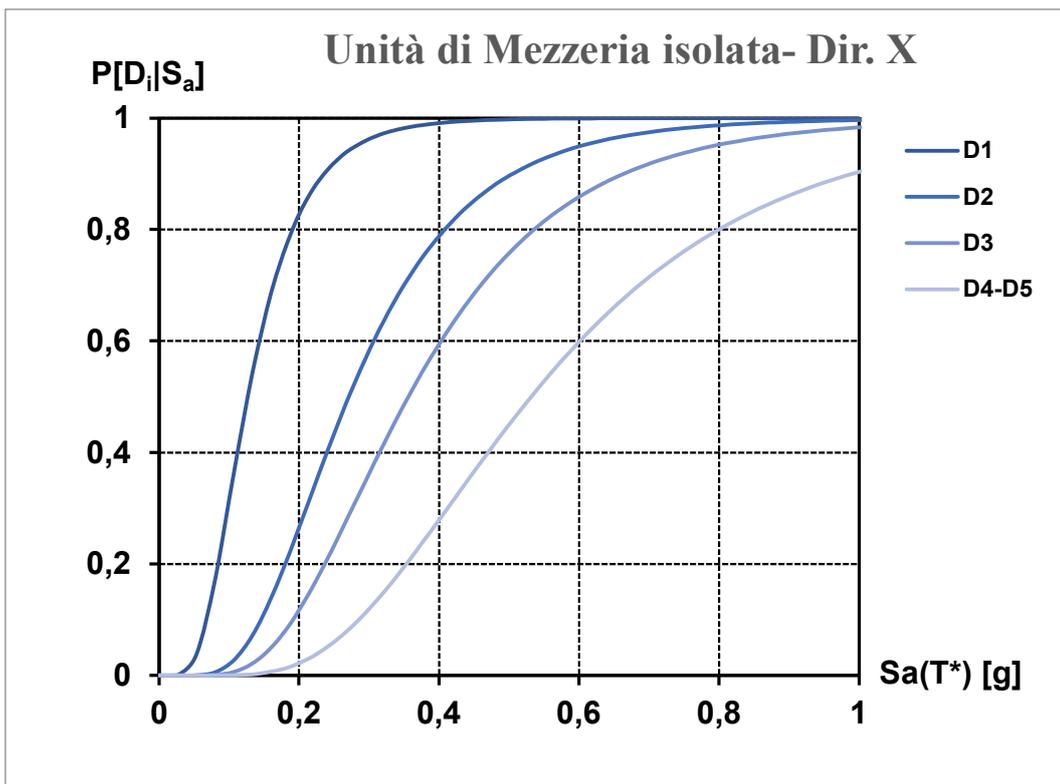


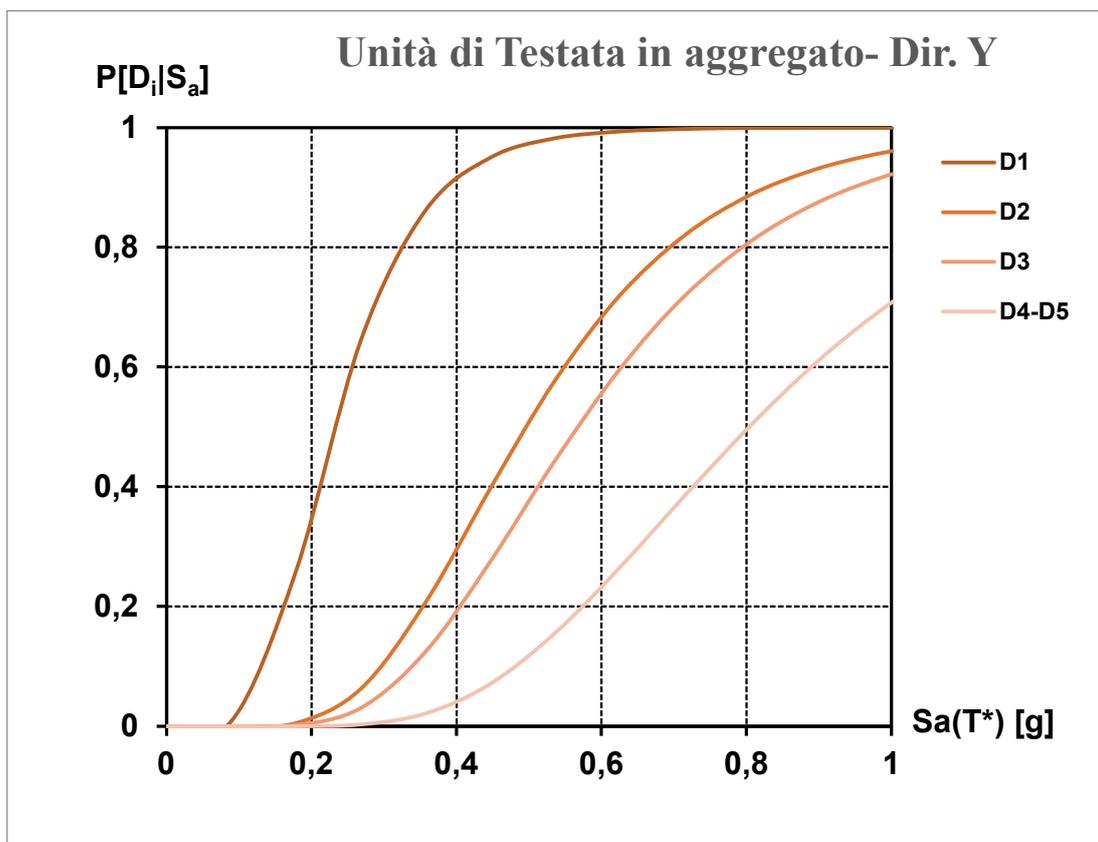
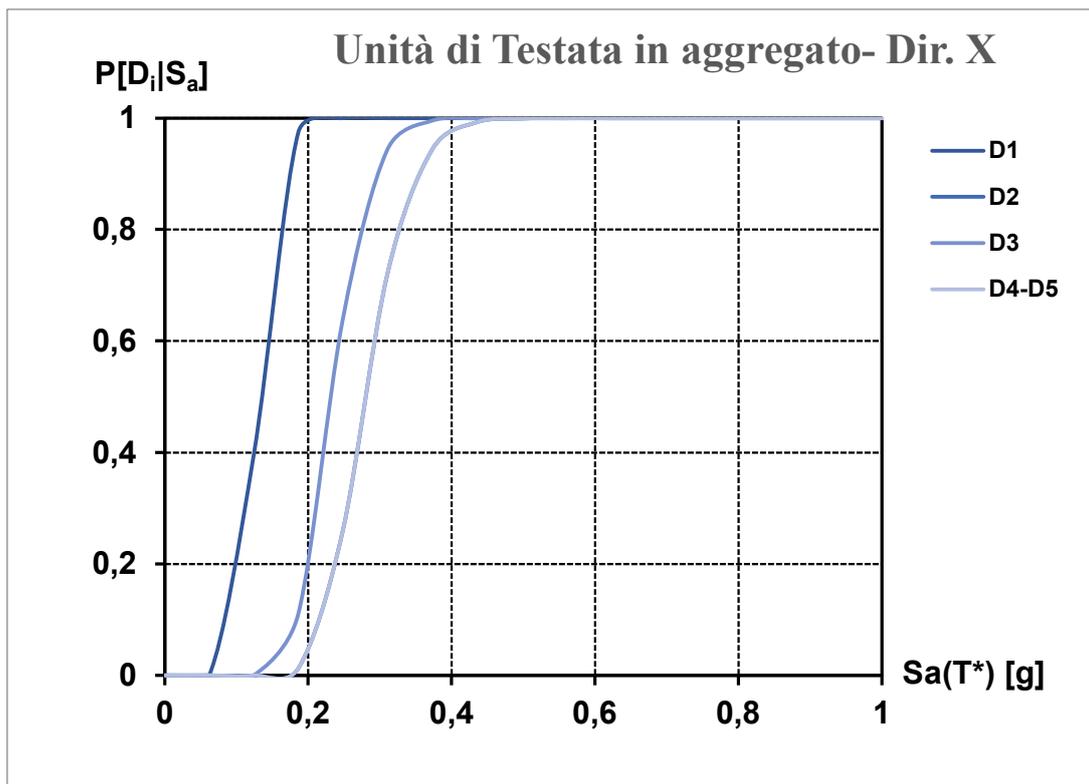


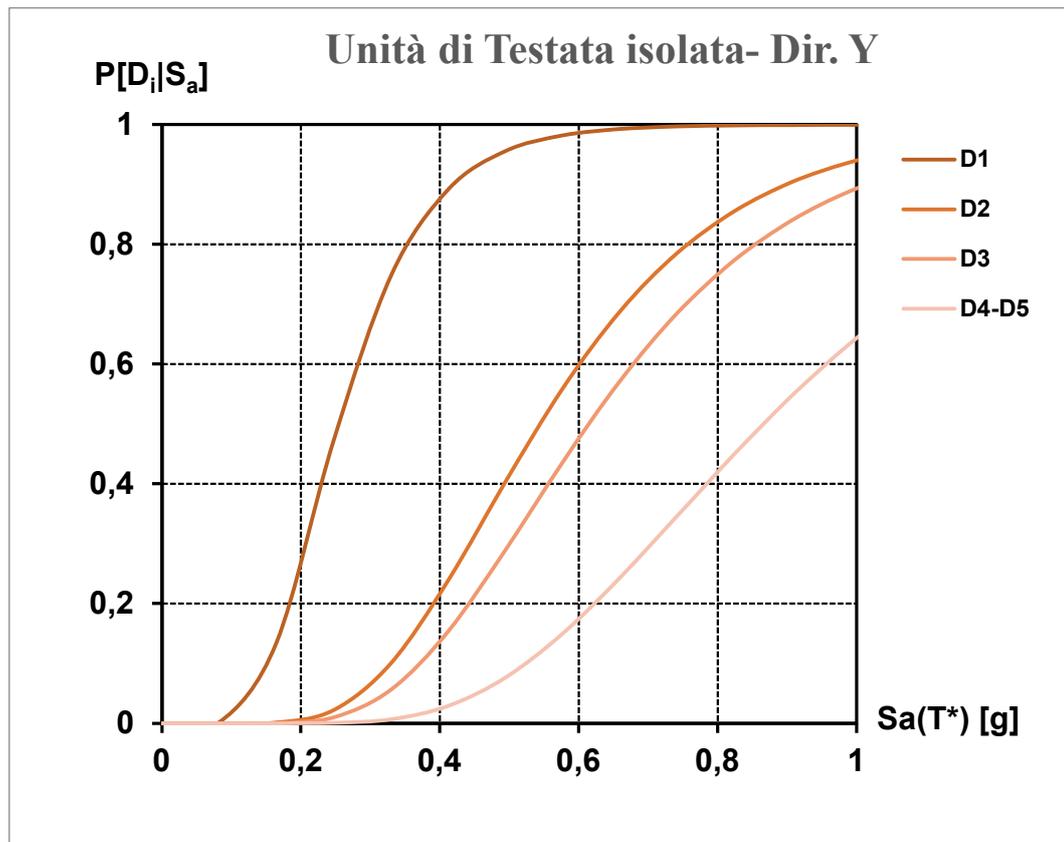
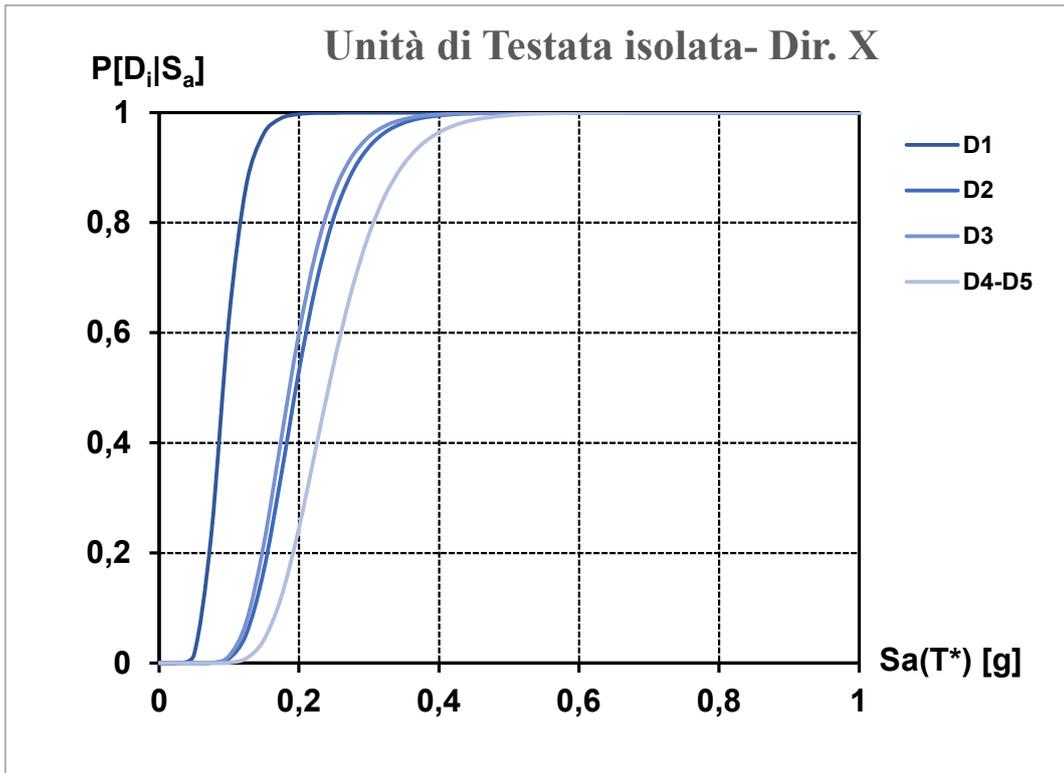
- Tipologia di muratura in Blocchi Lapidari squadrati



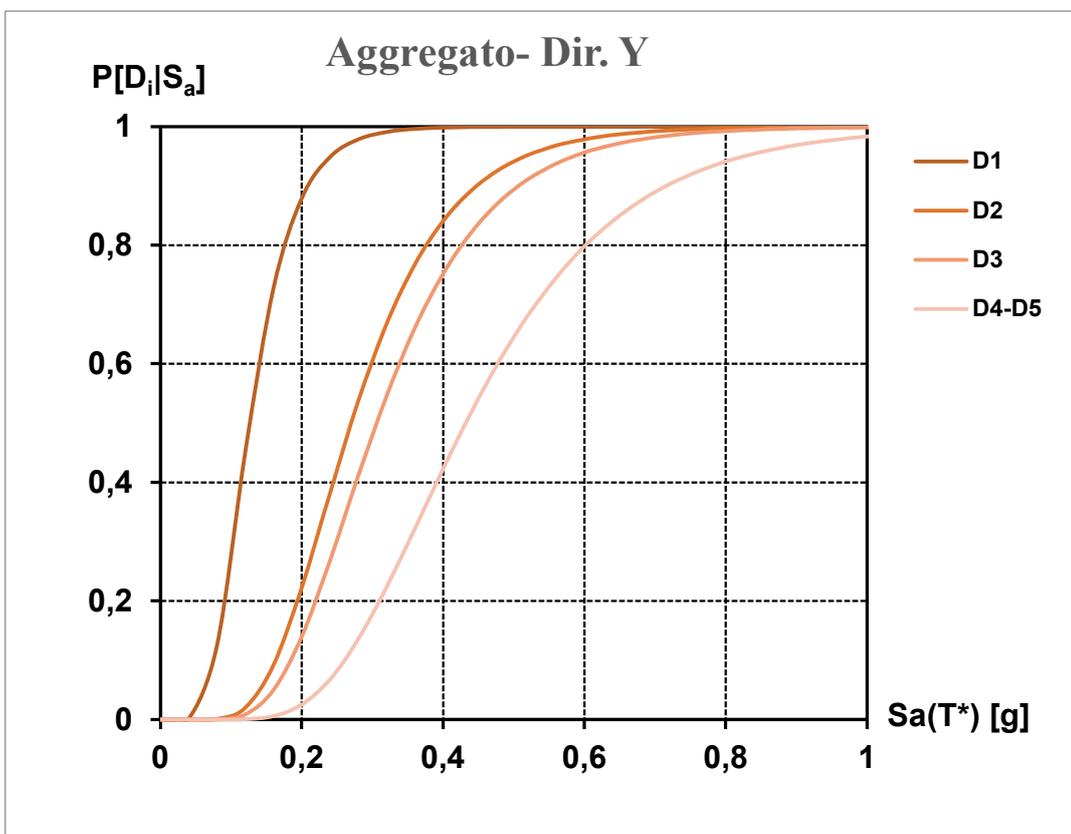
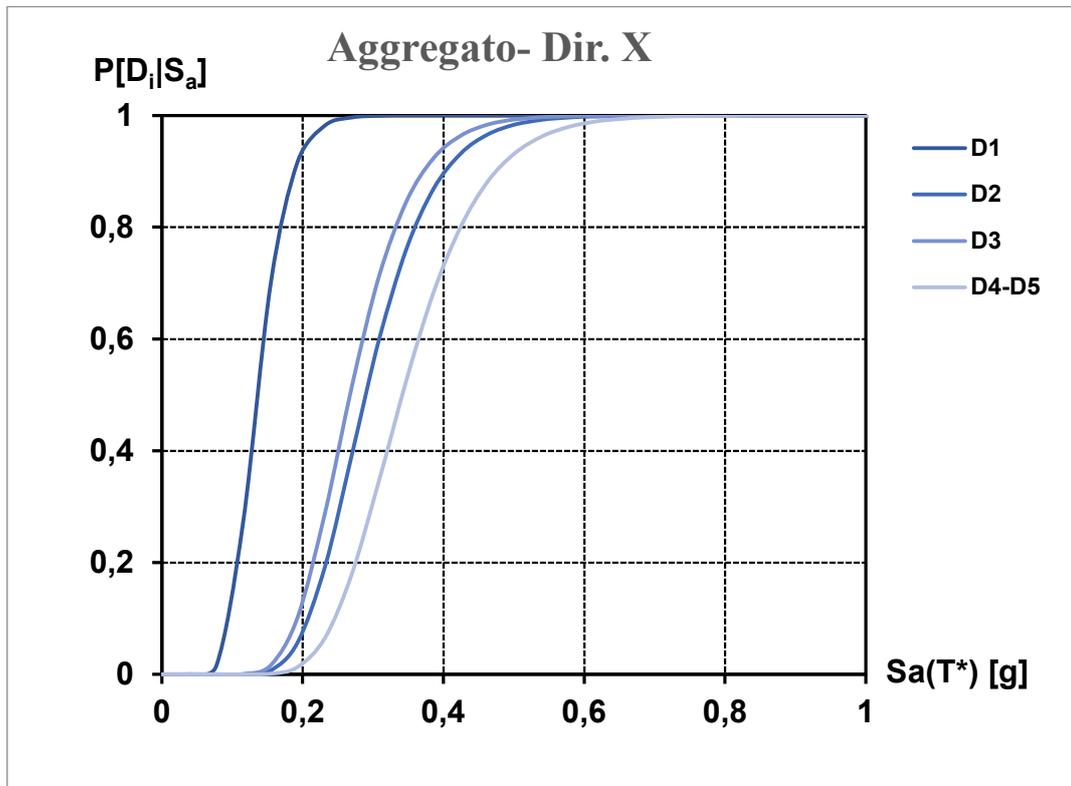


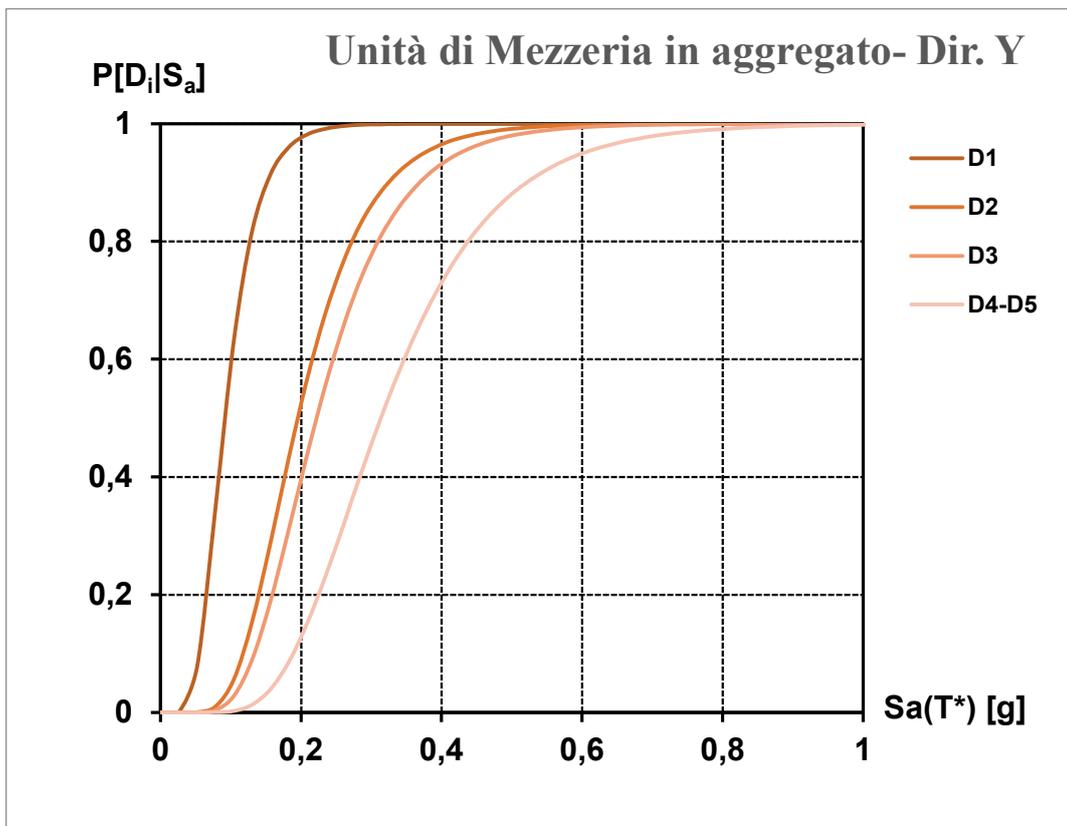
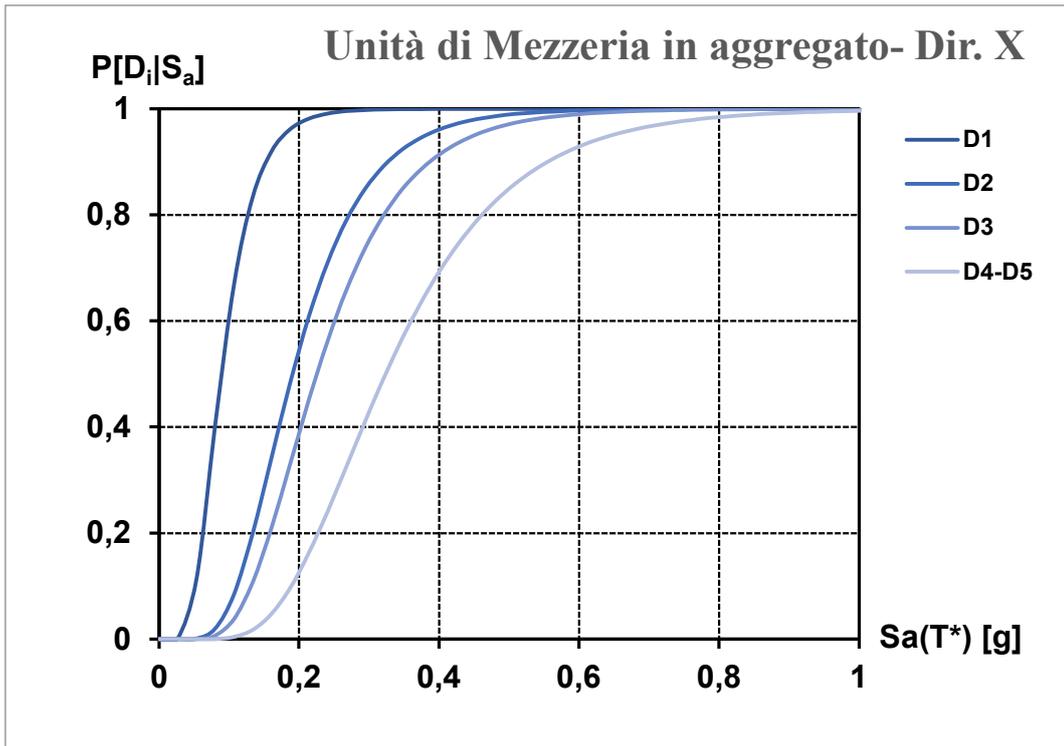


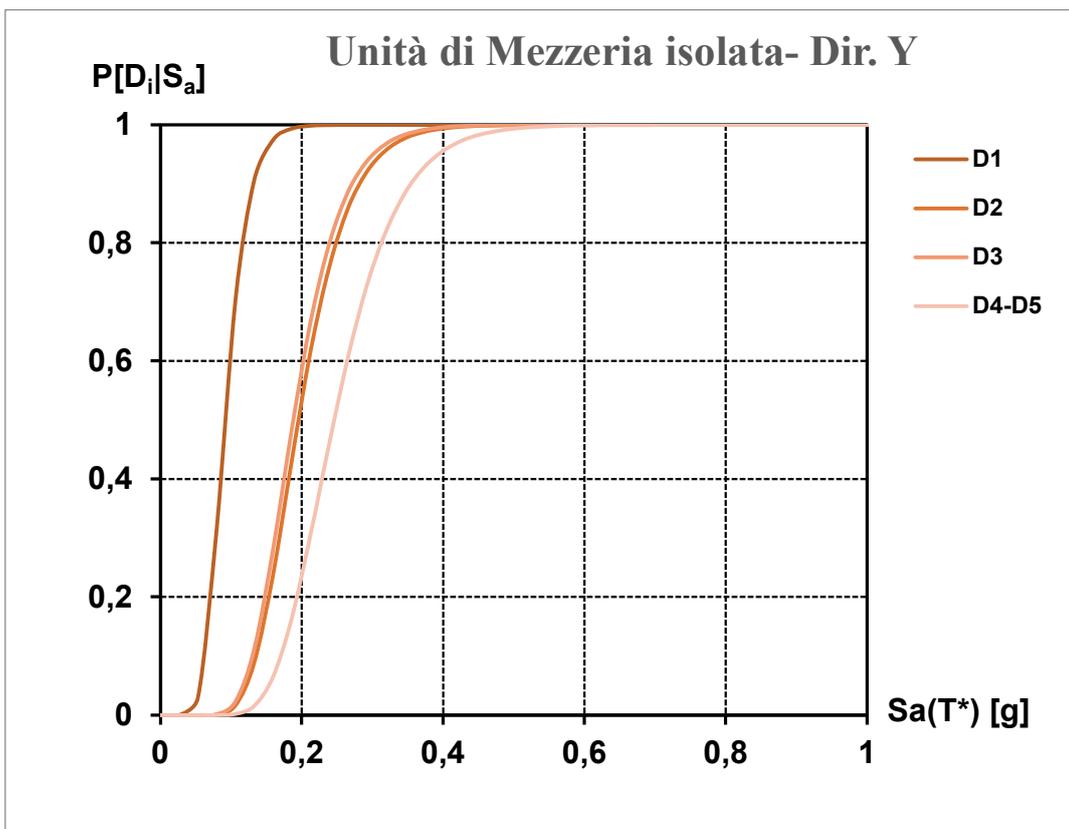
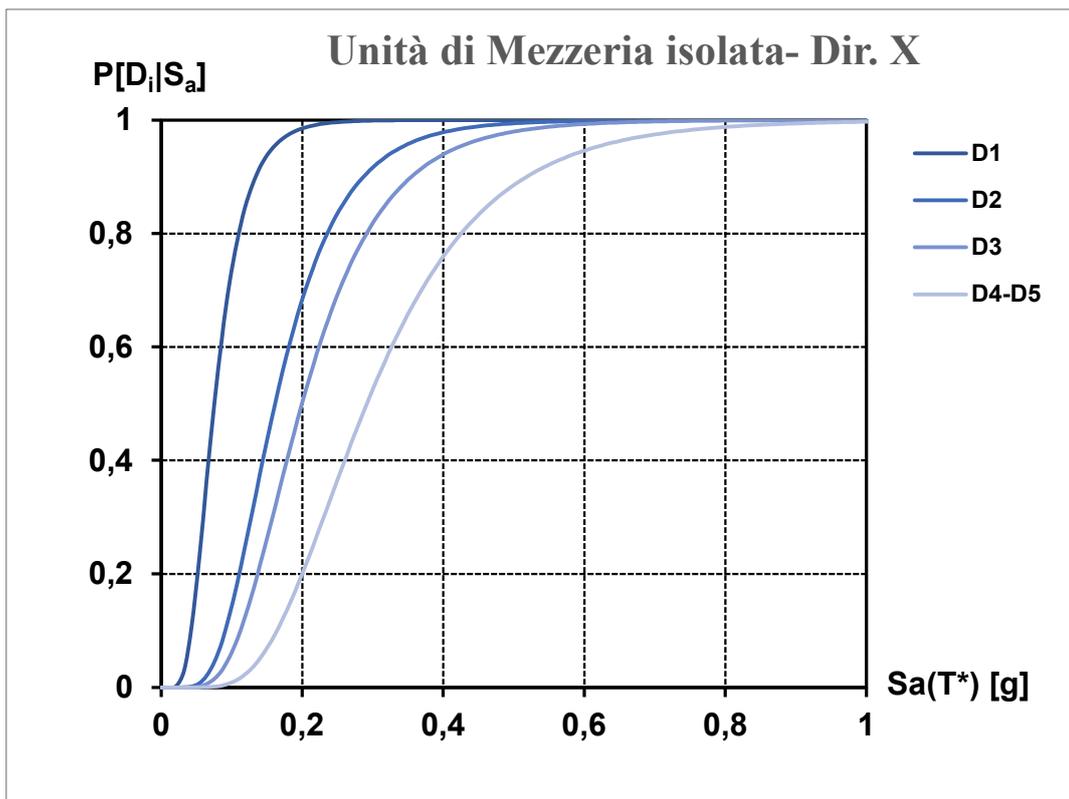


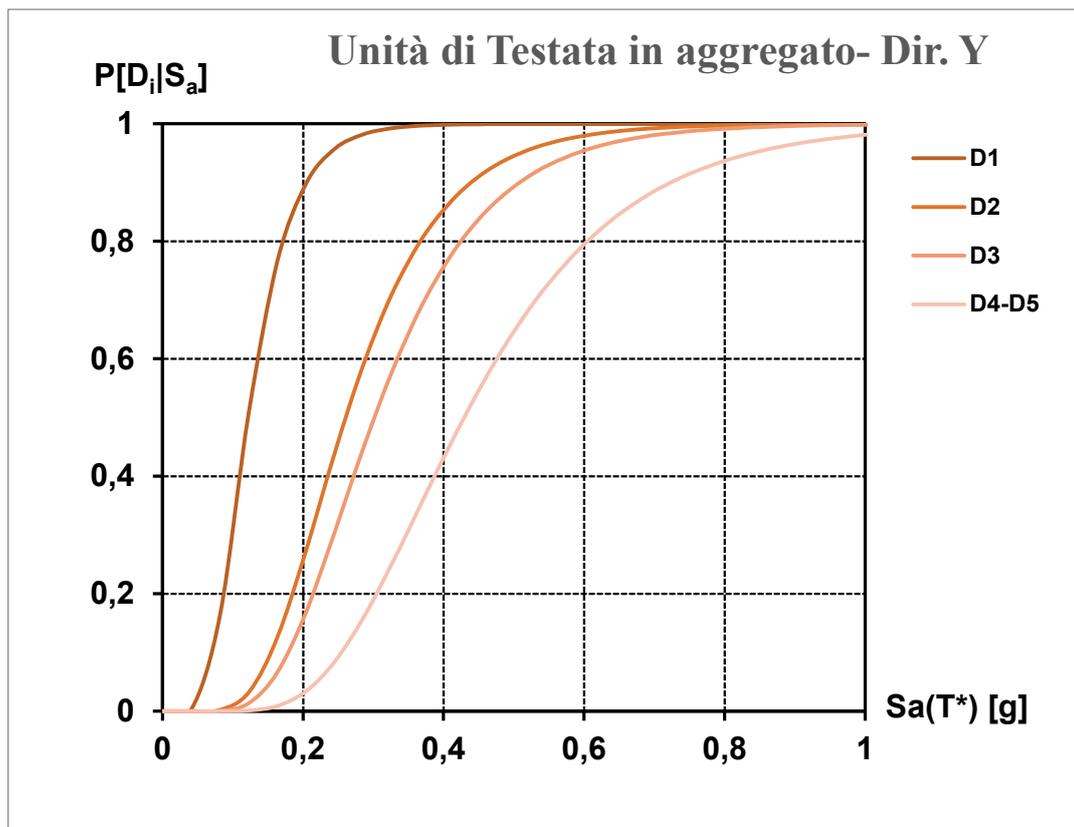
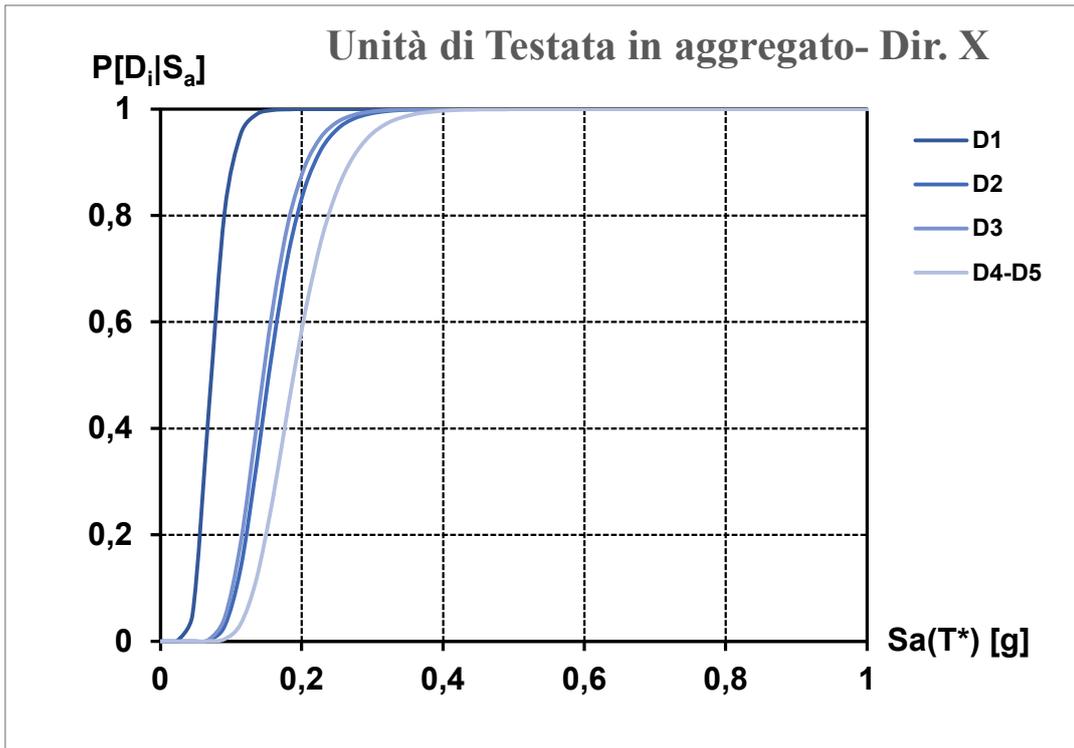


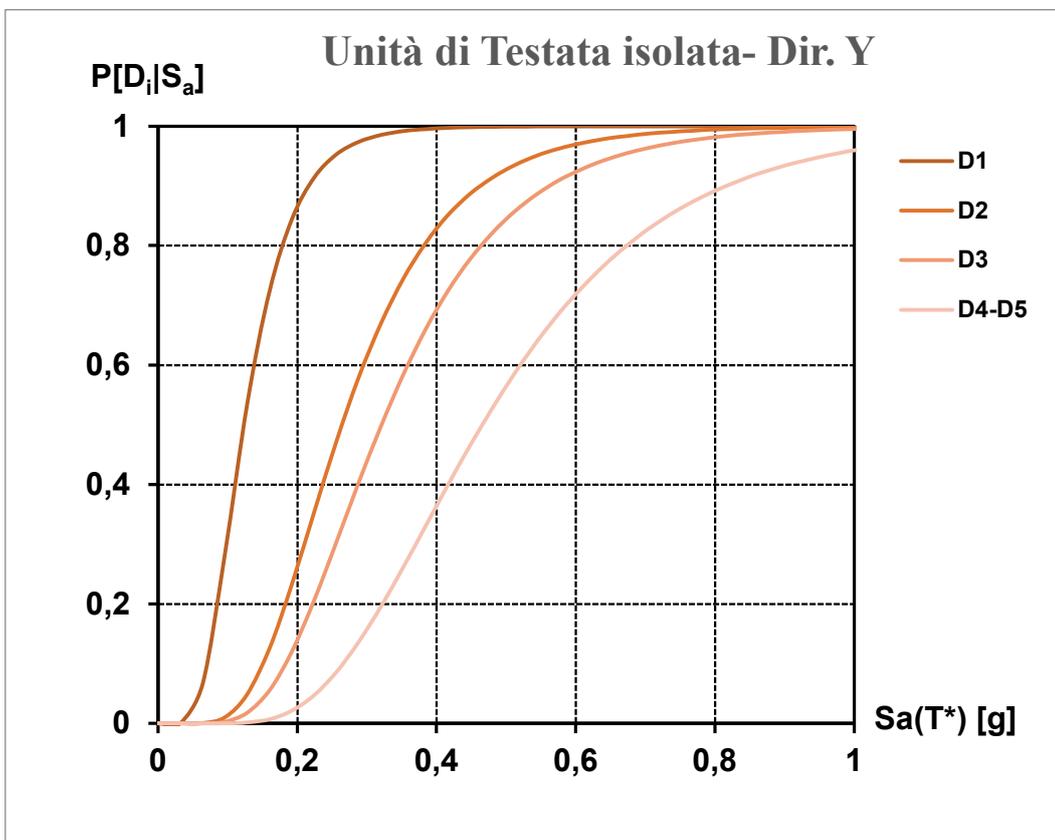
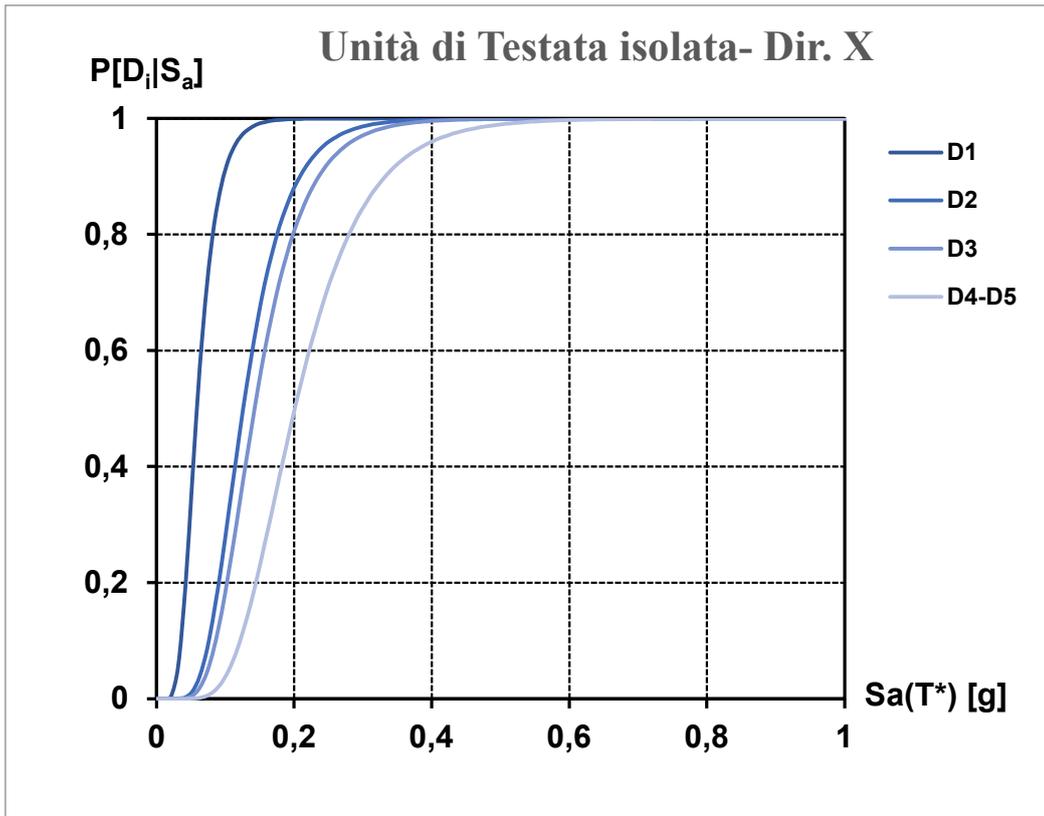
- Tipologia di muratura in Pietrame disordinata





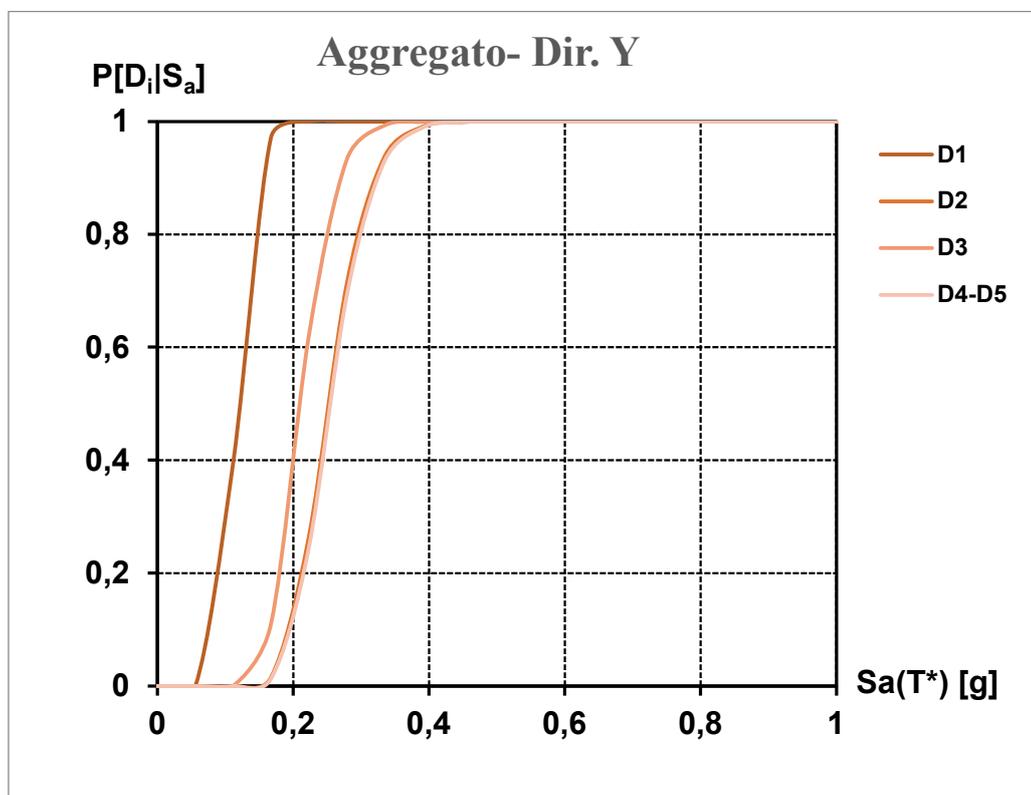
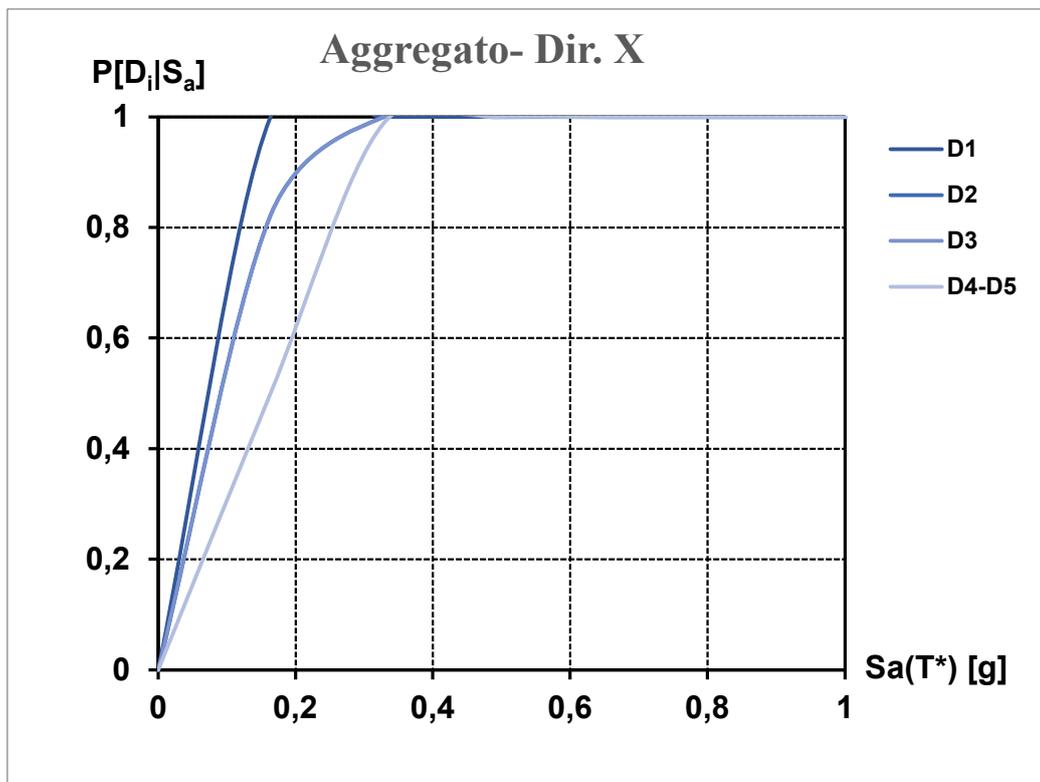


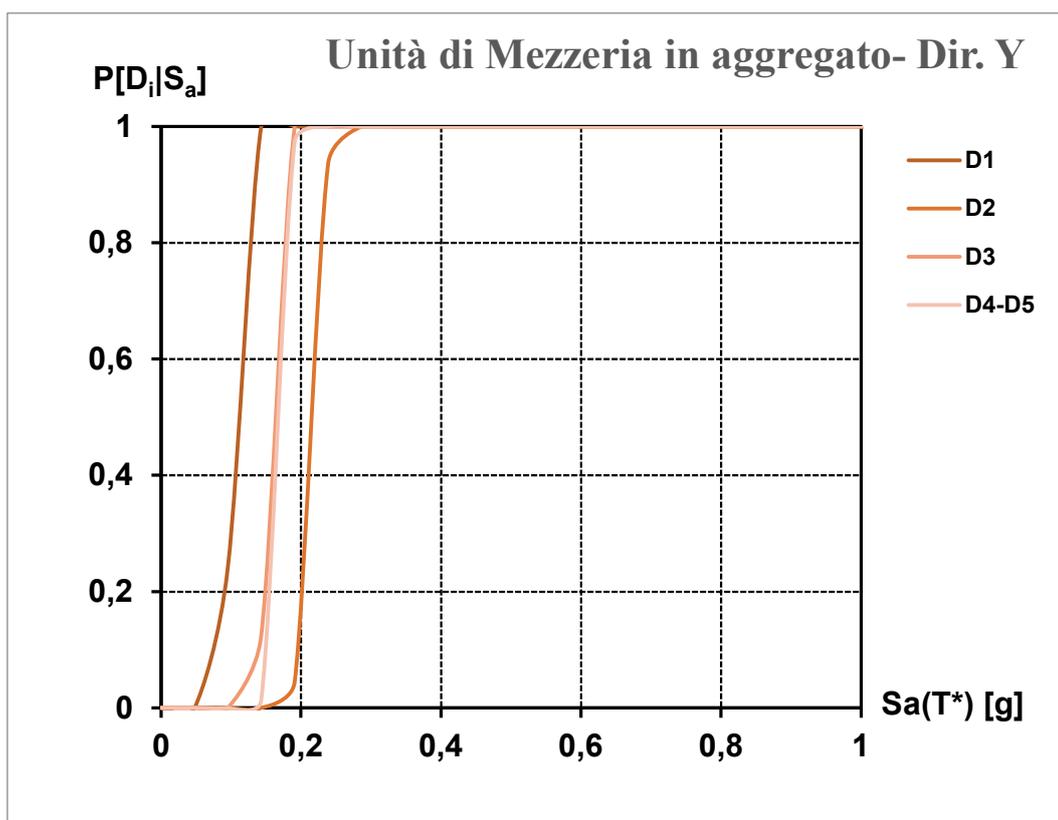
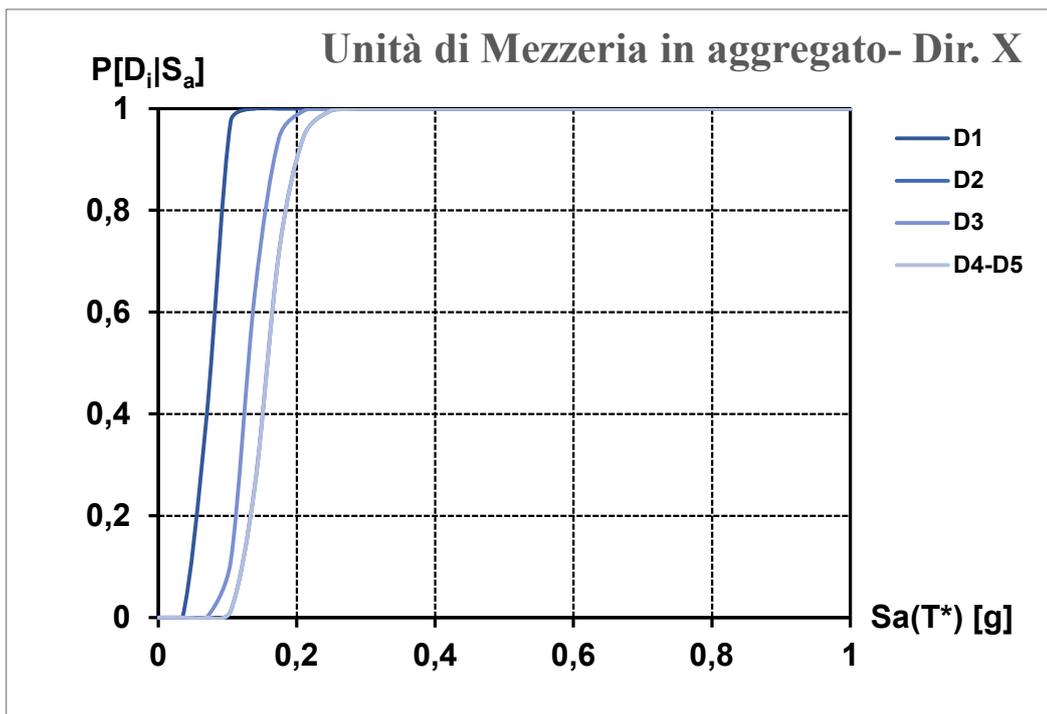


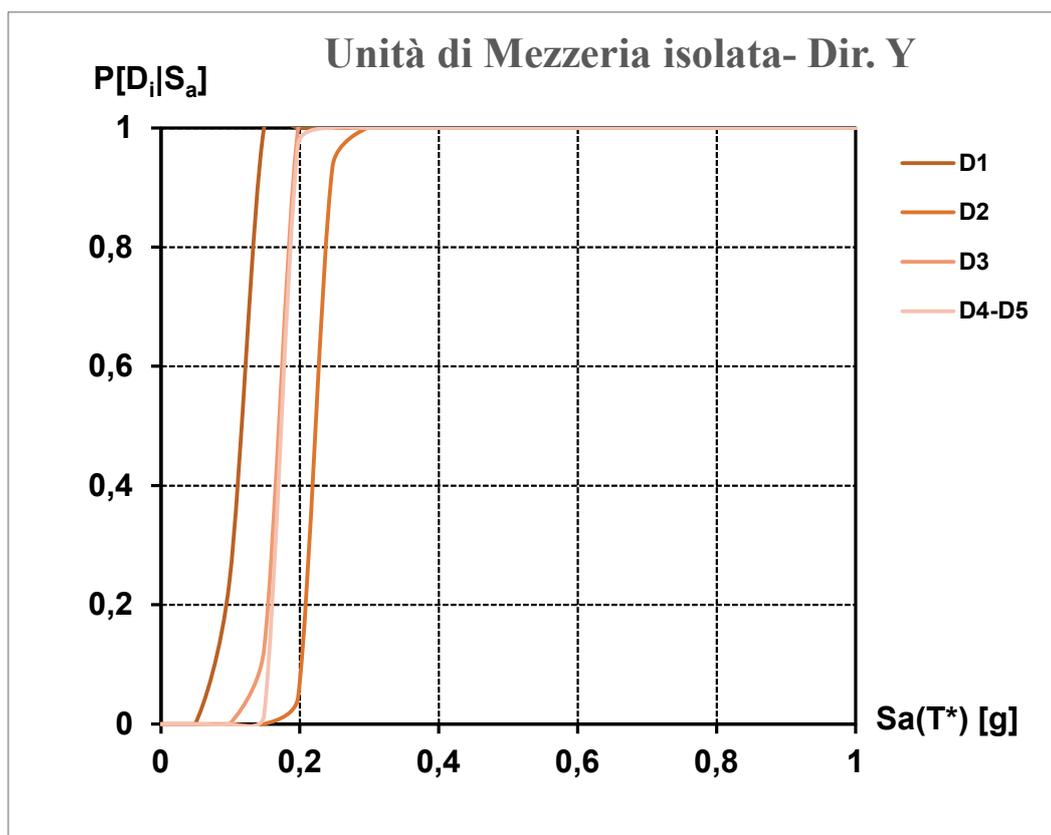
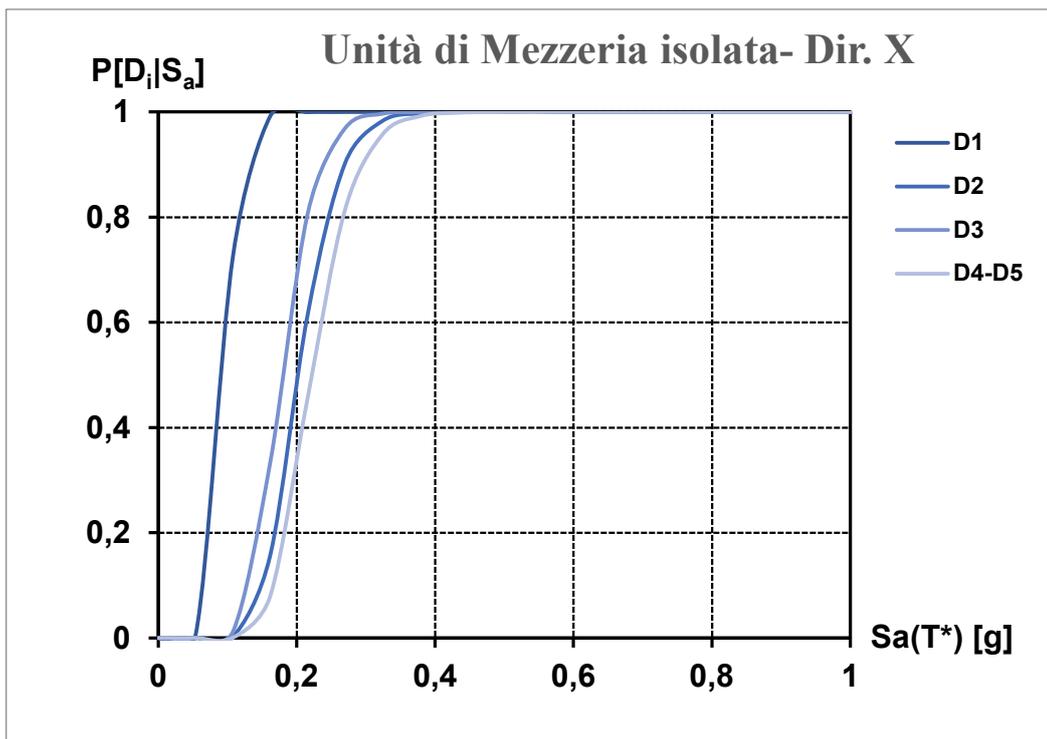


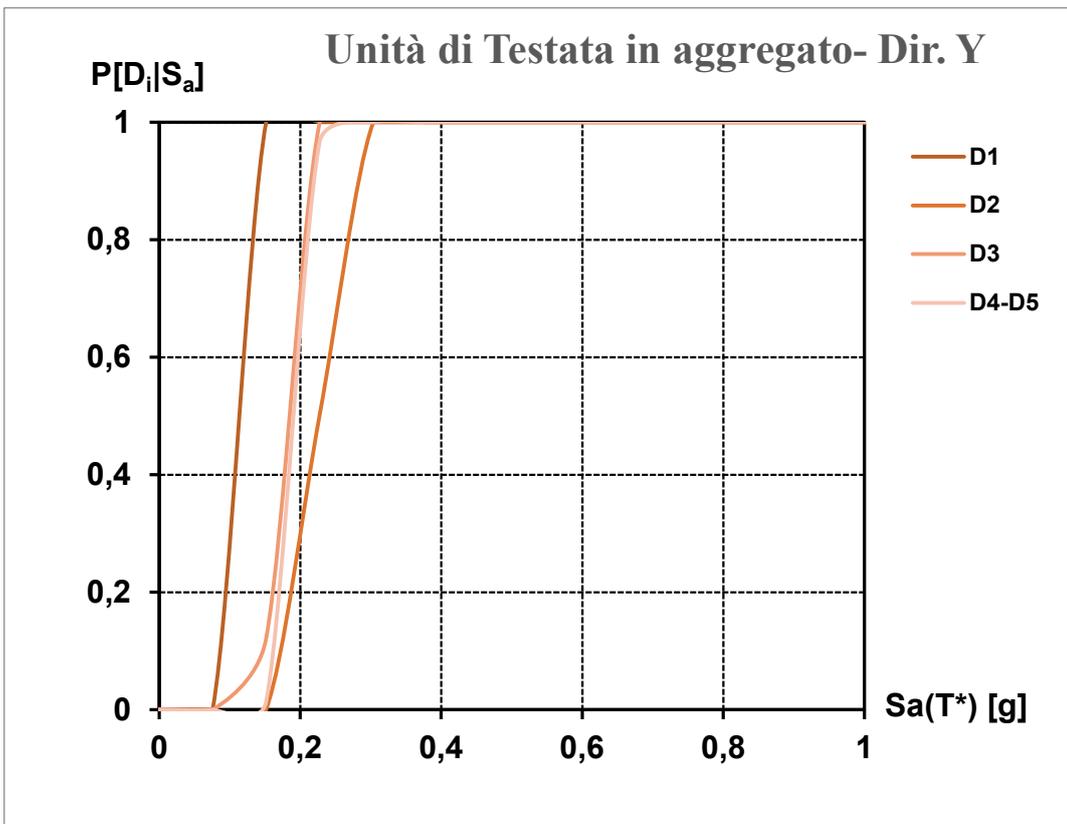
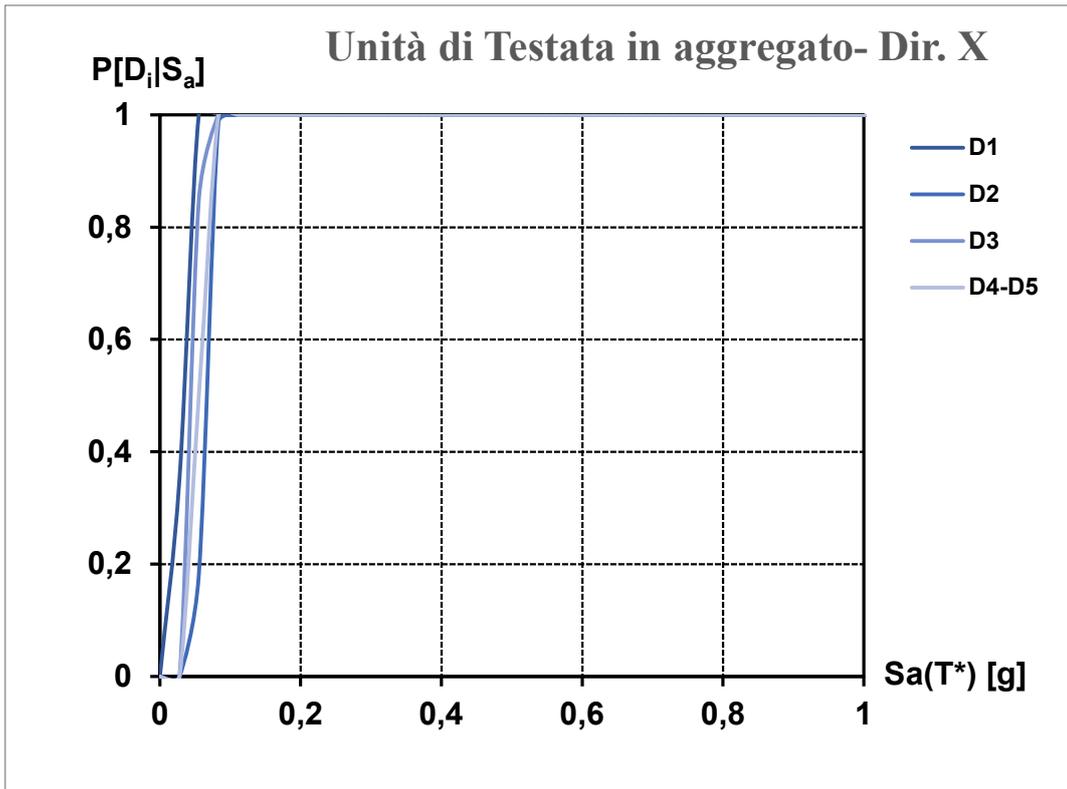
Software di calcolo EDILUS

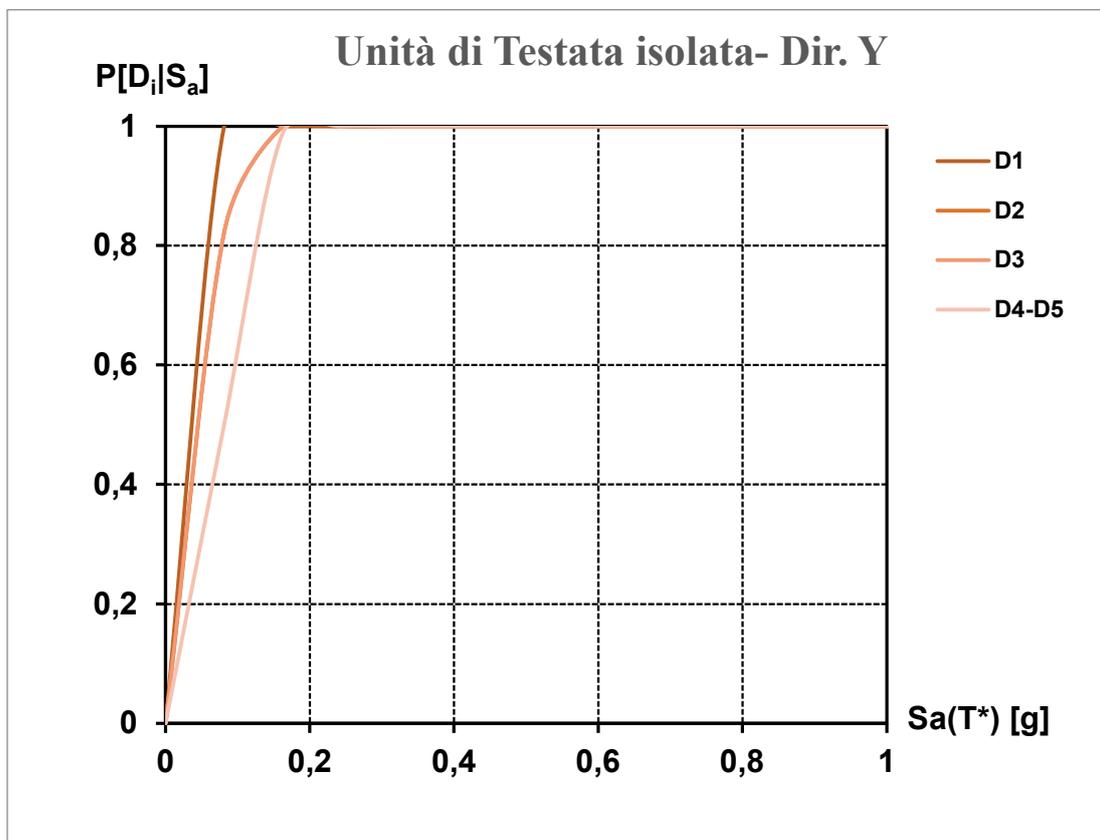
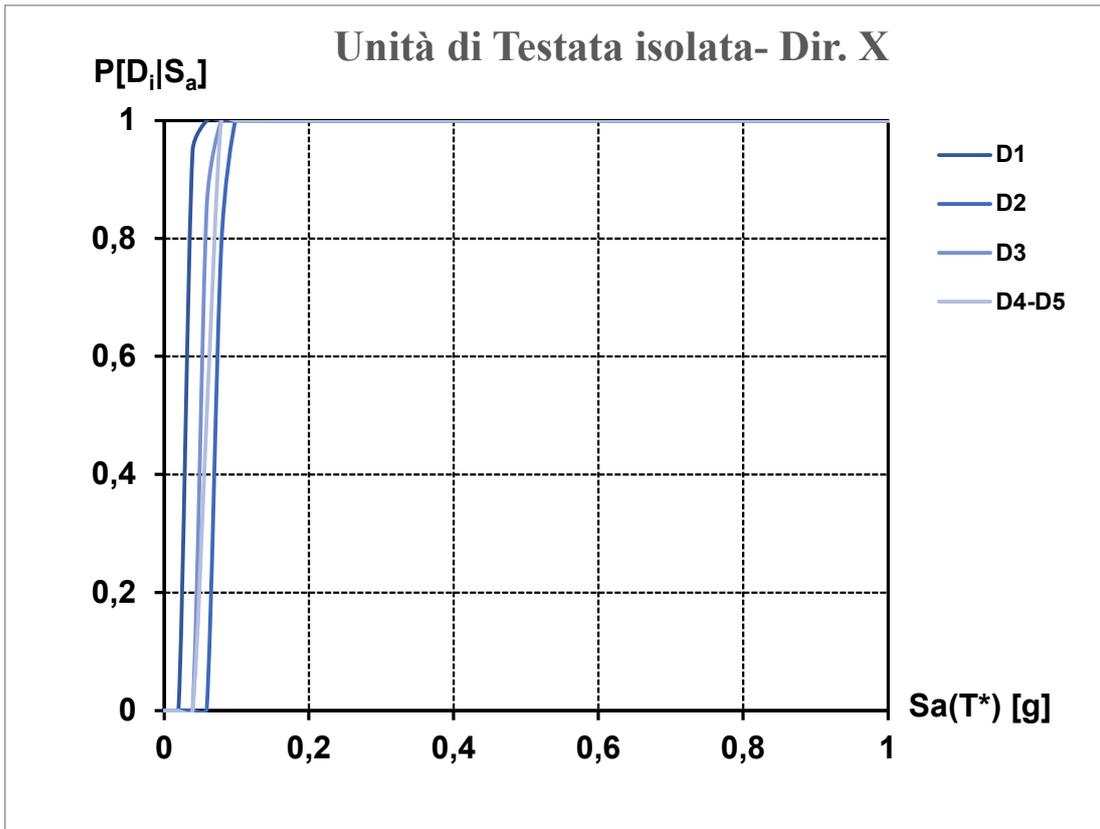
- Stato di fatto



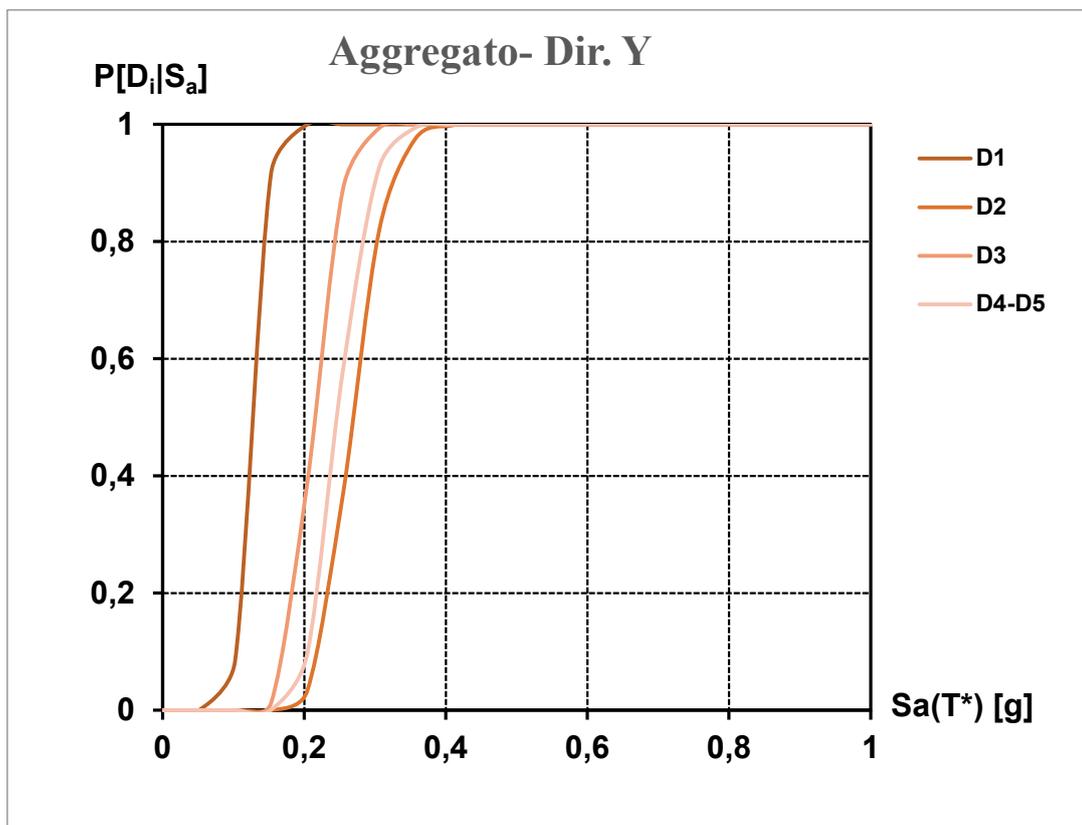
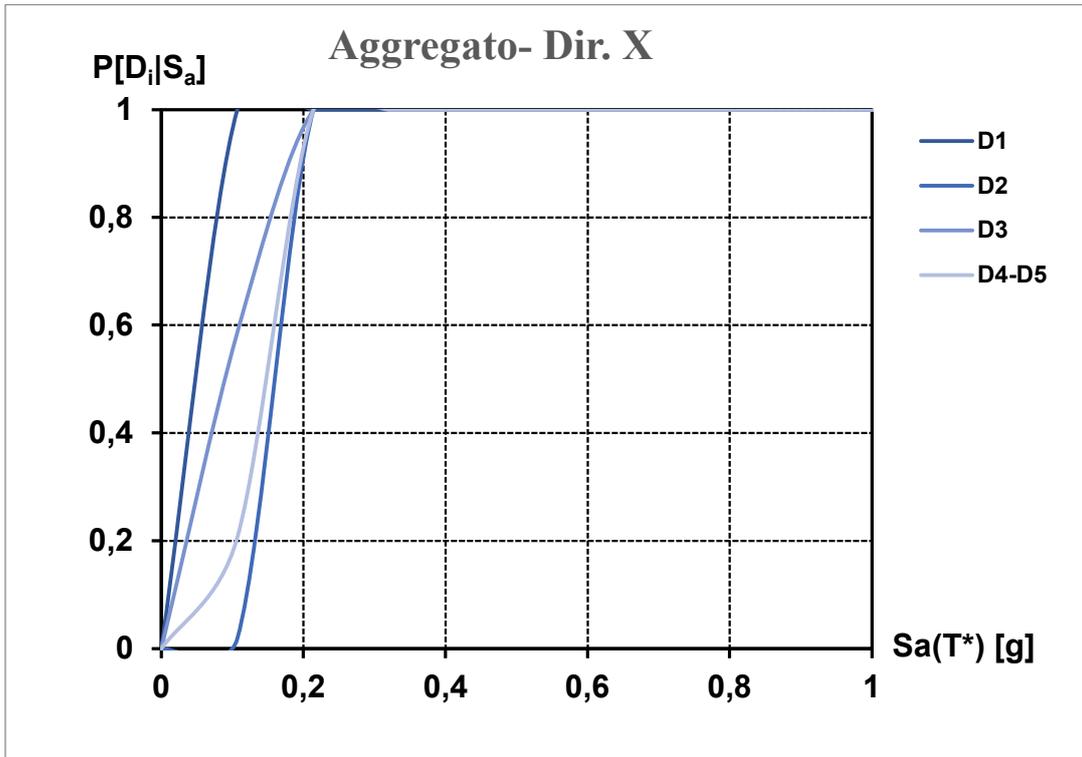


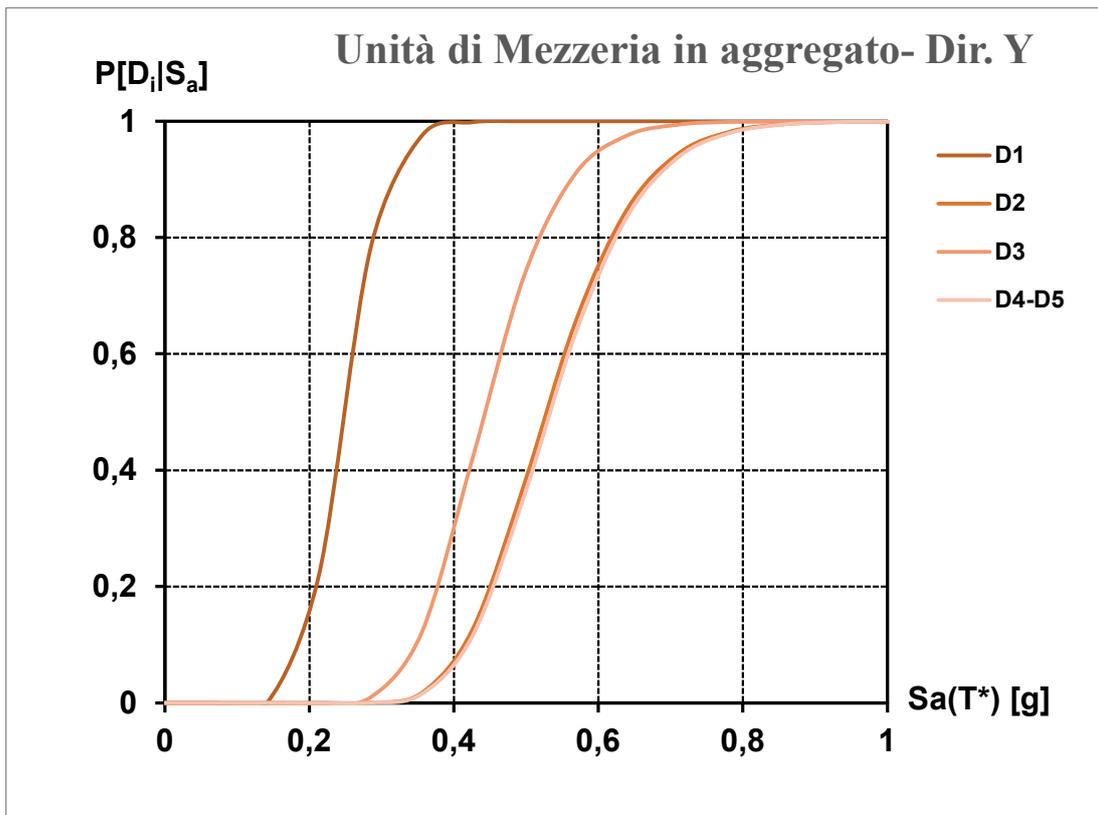
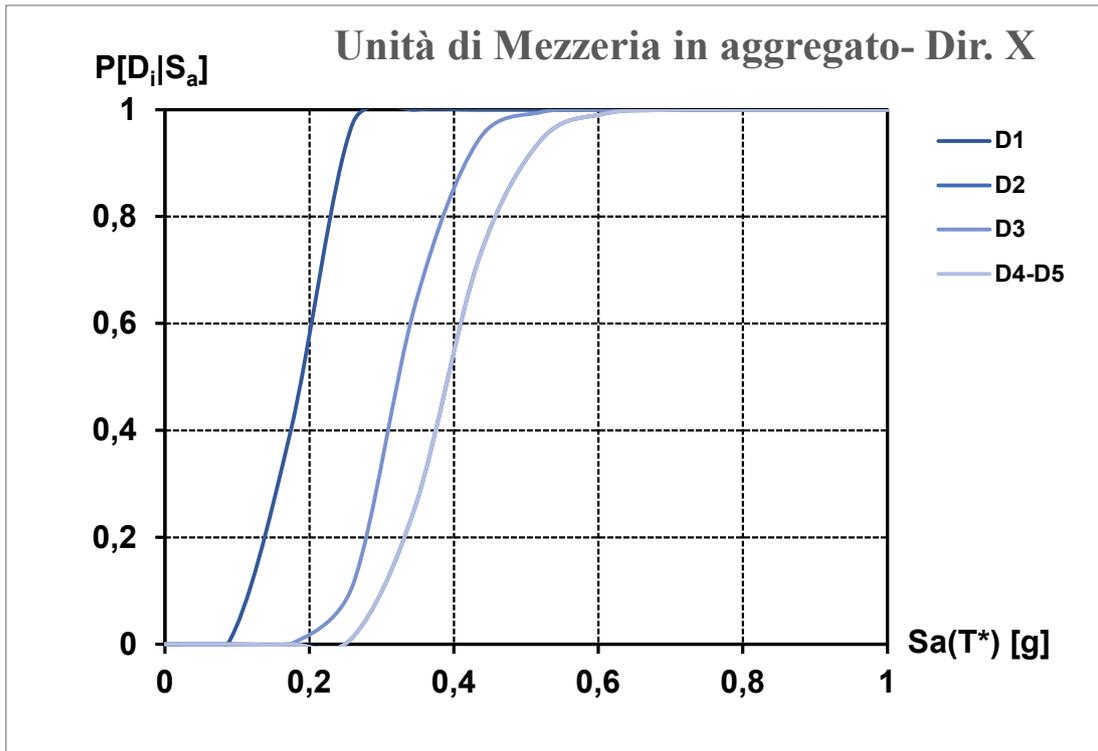


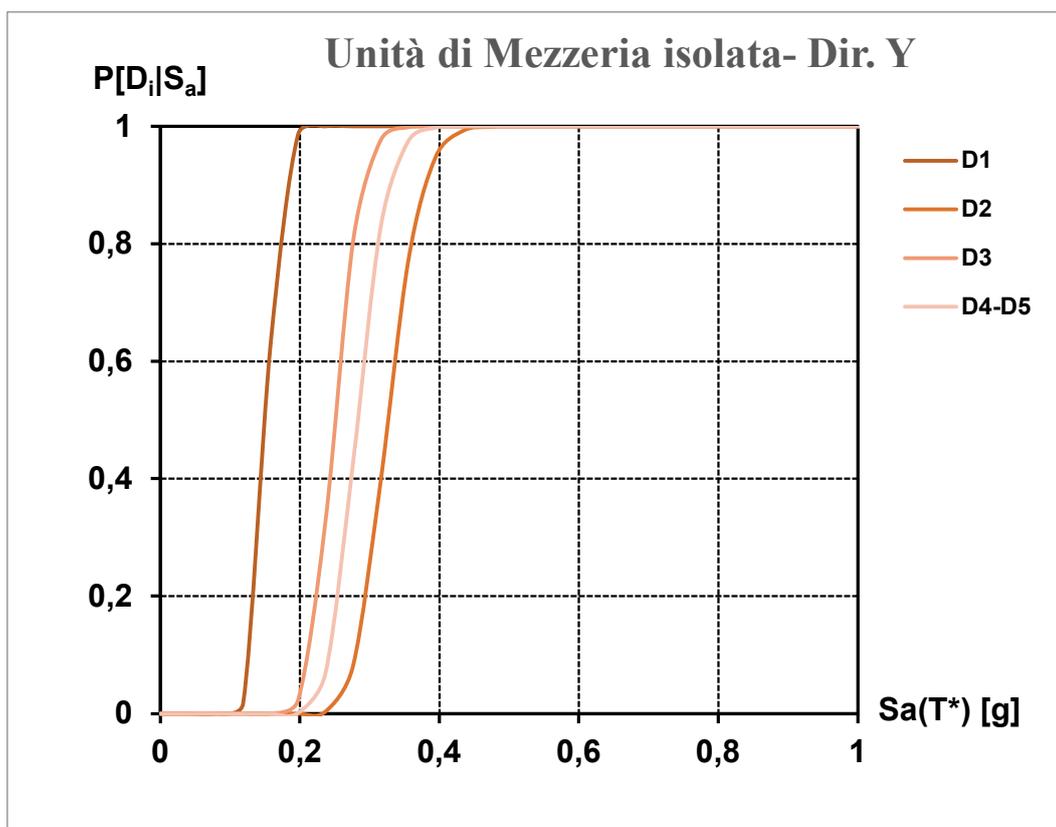
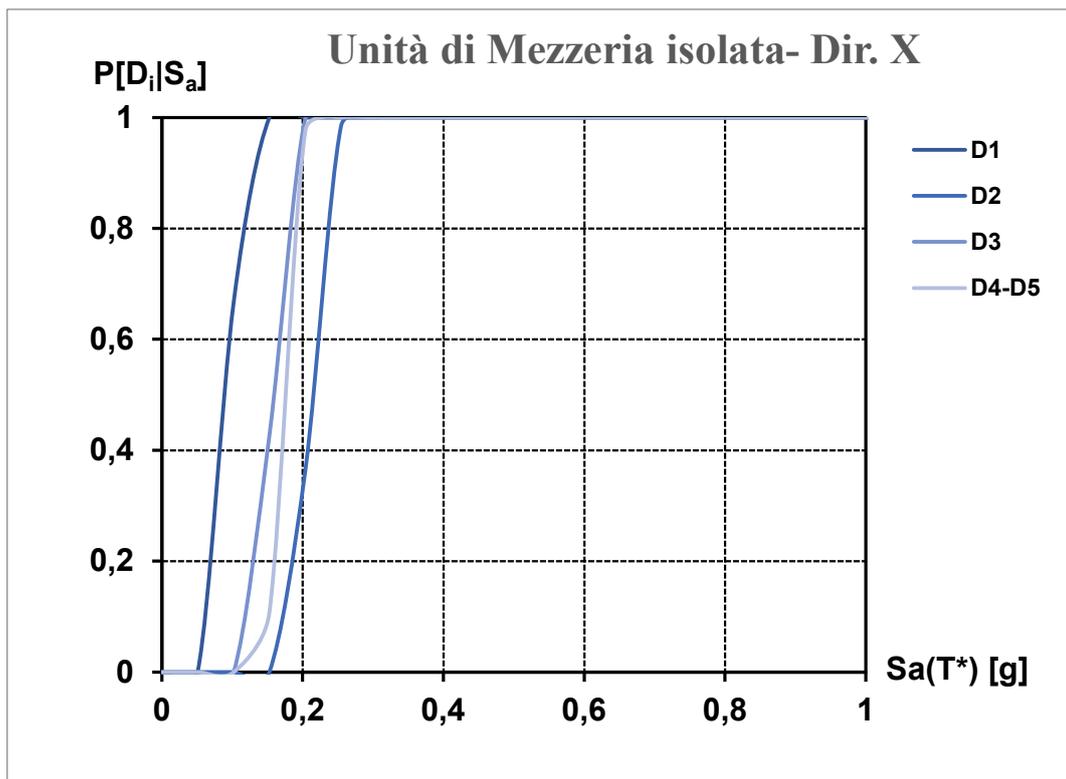


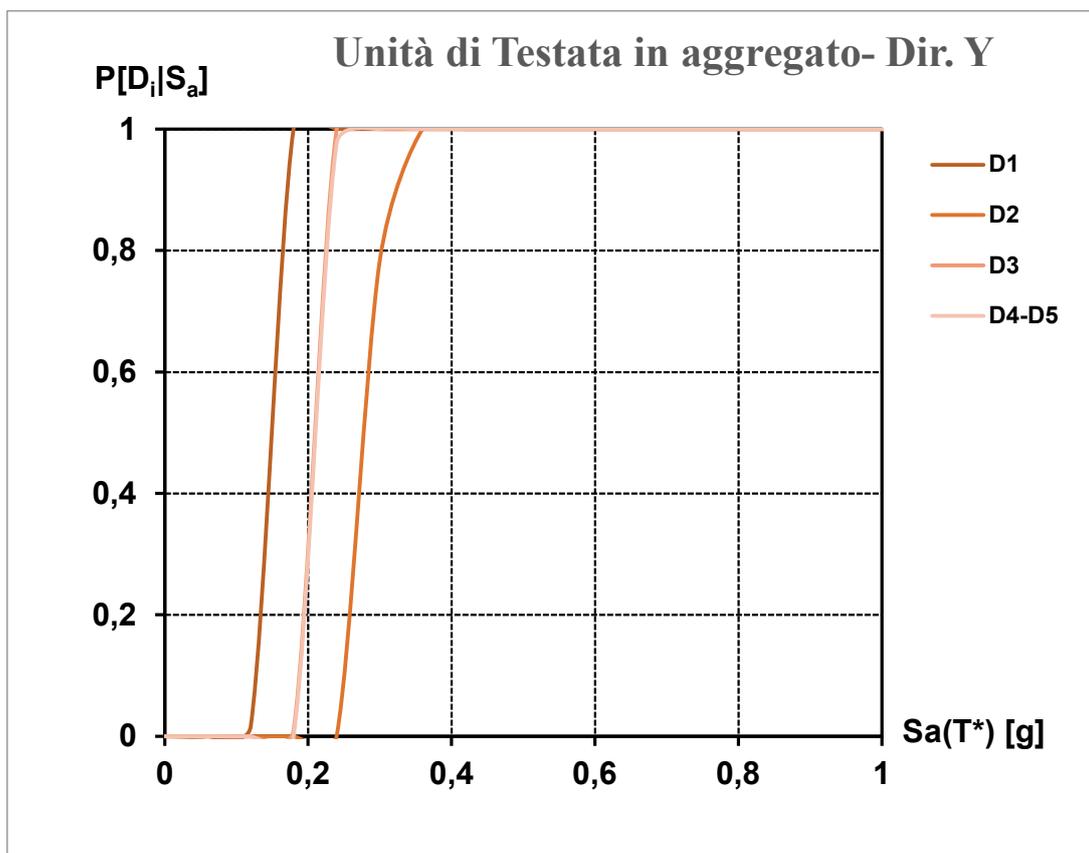
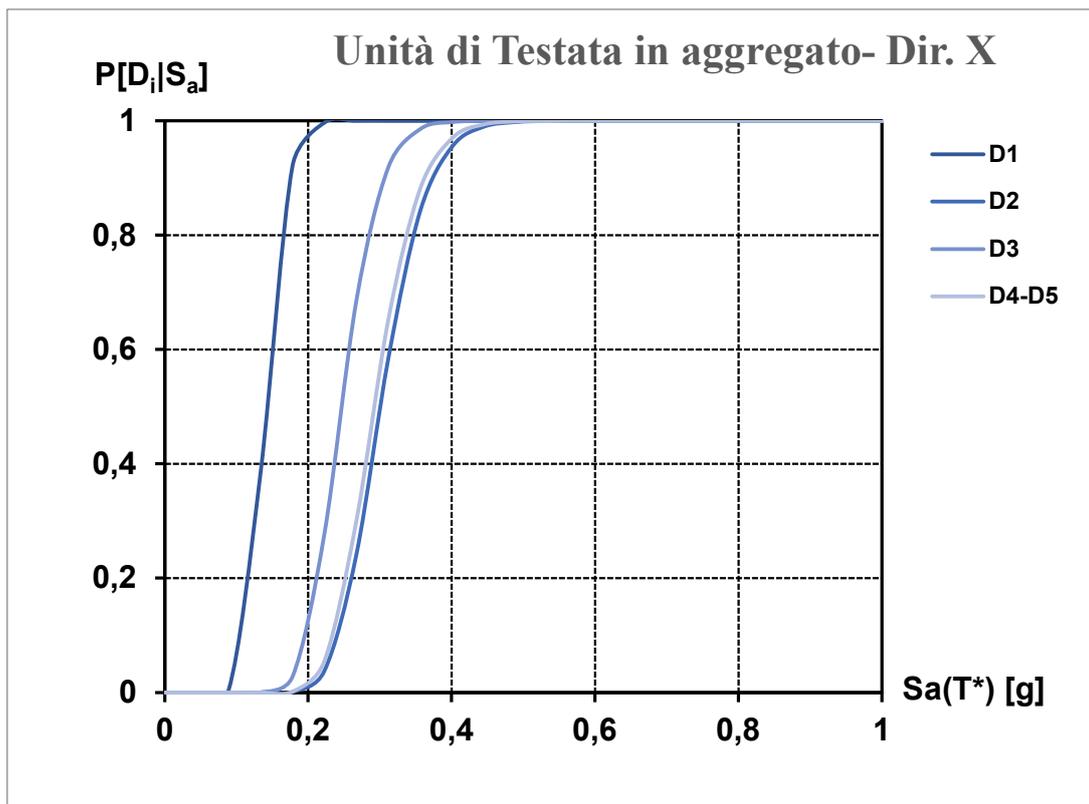


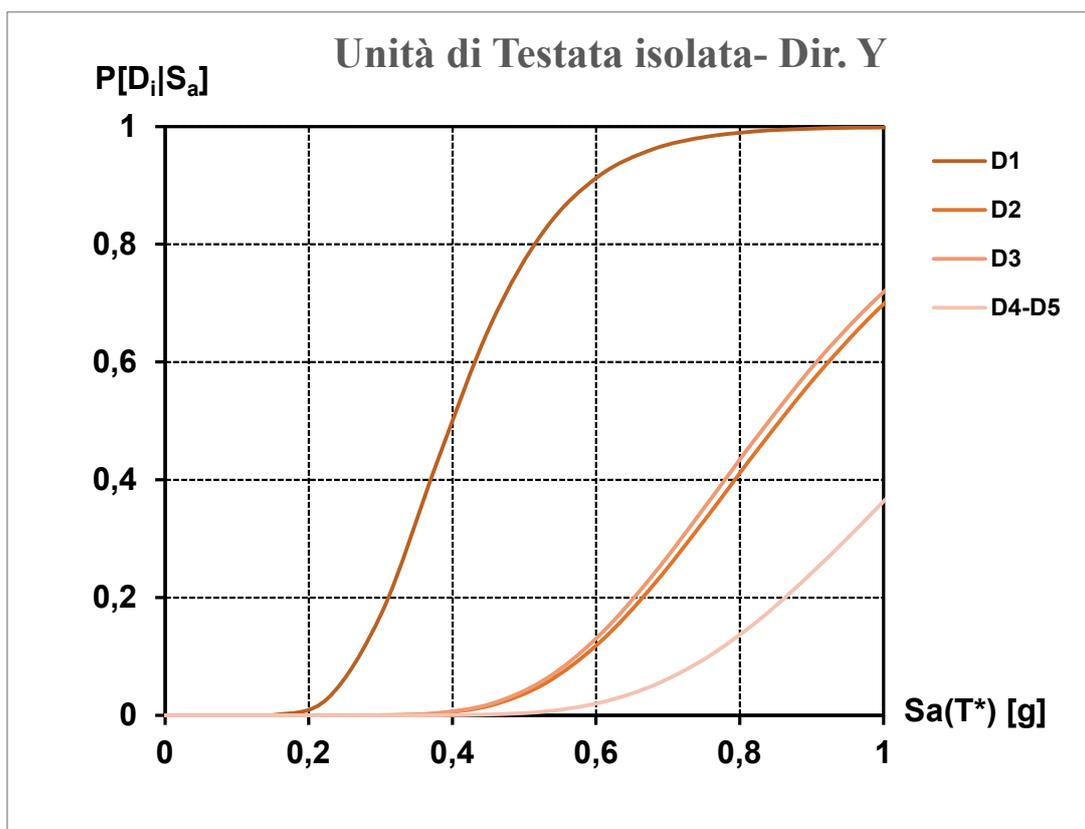
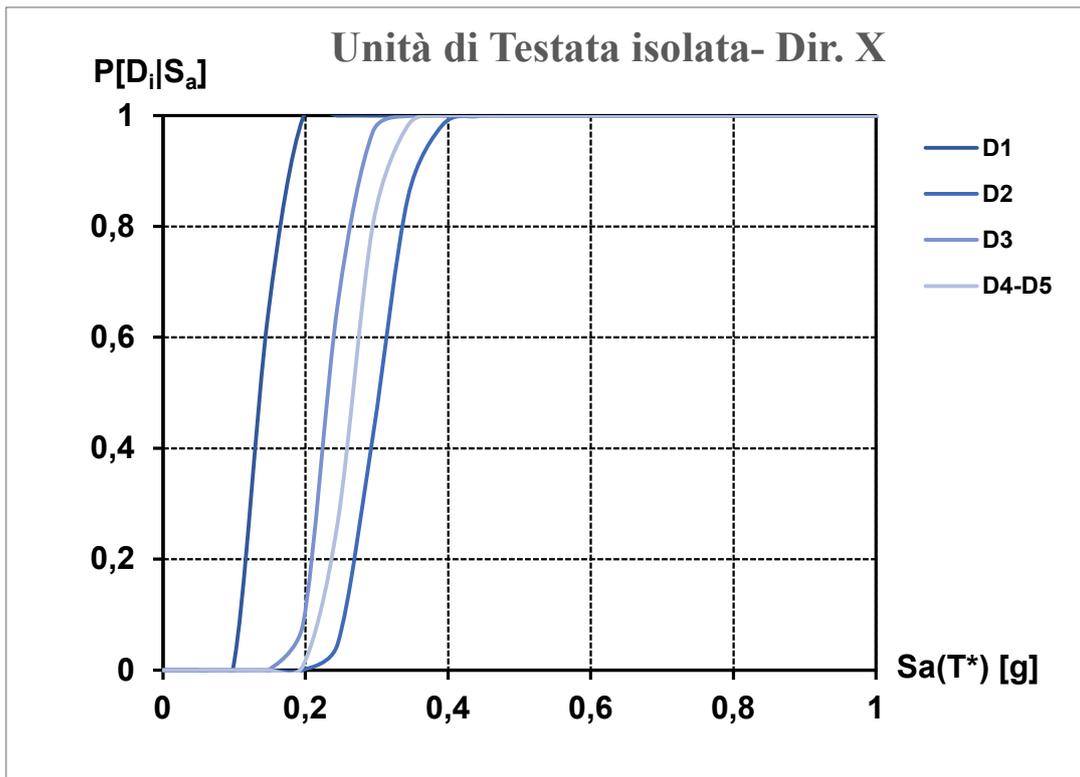
- Impalcati rigidi



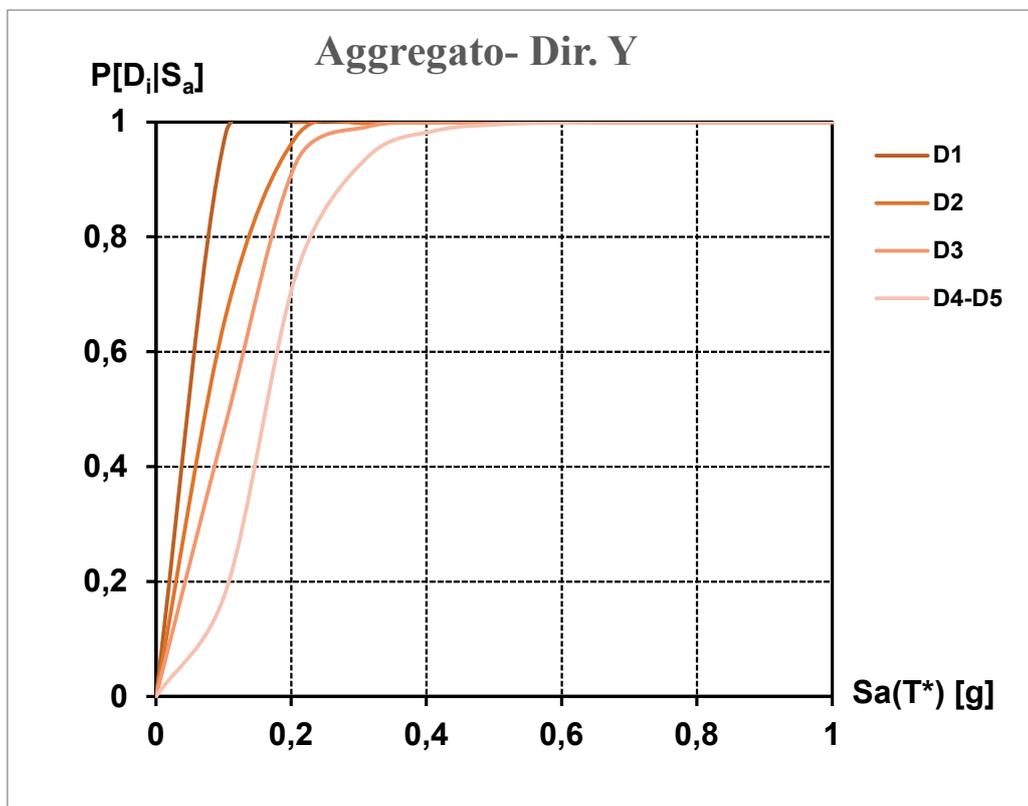
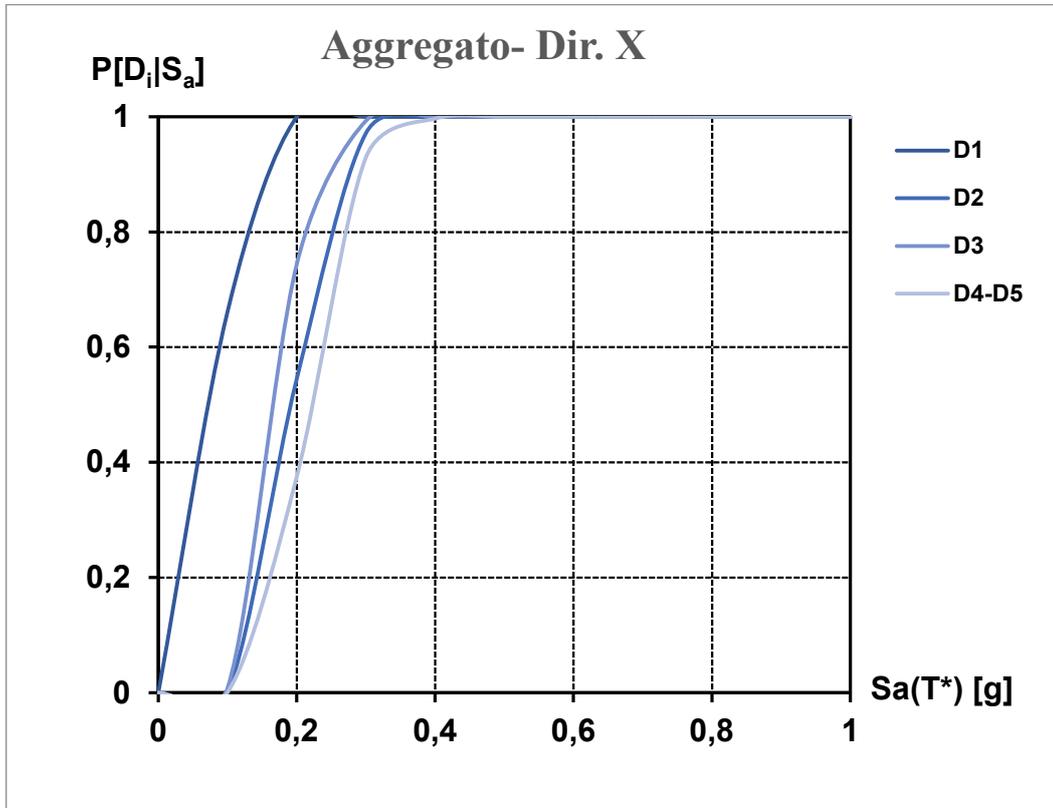


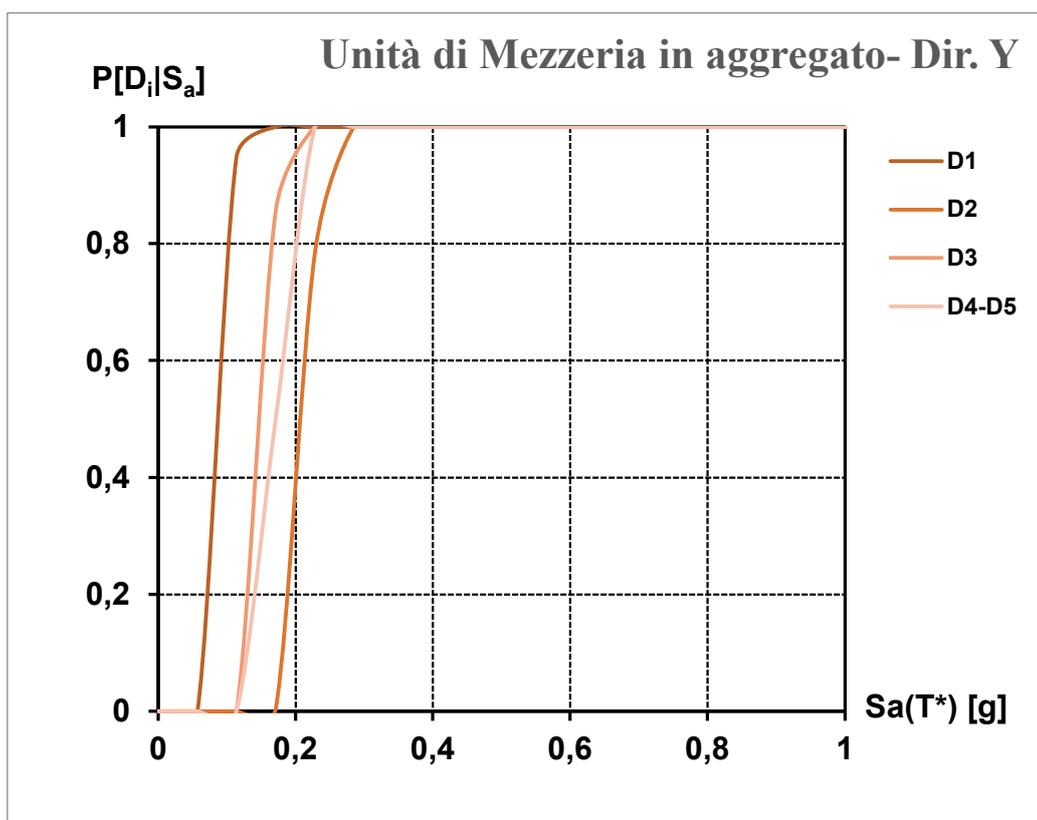
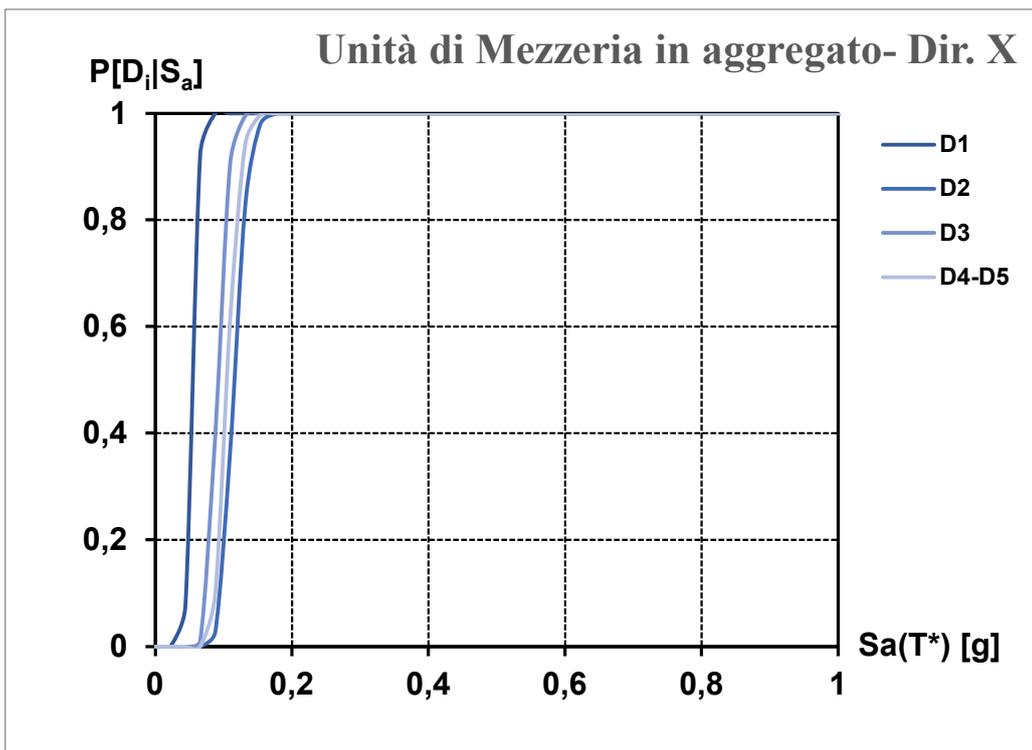


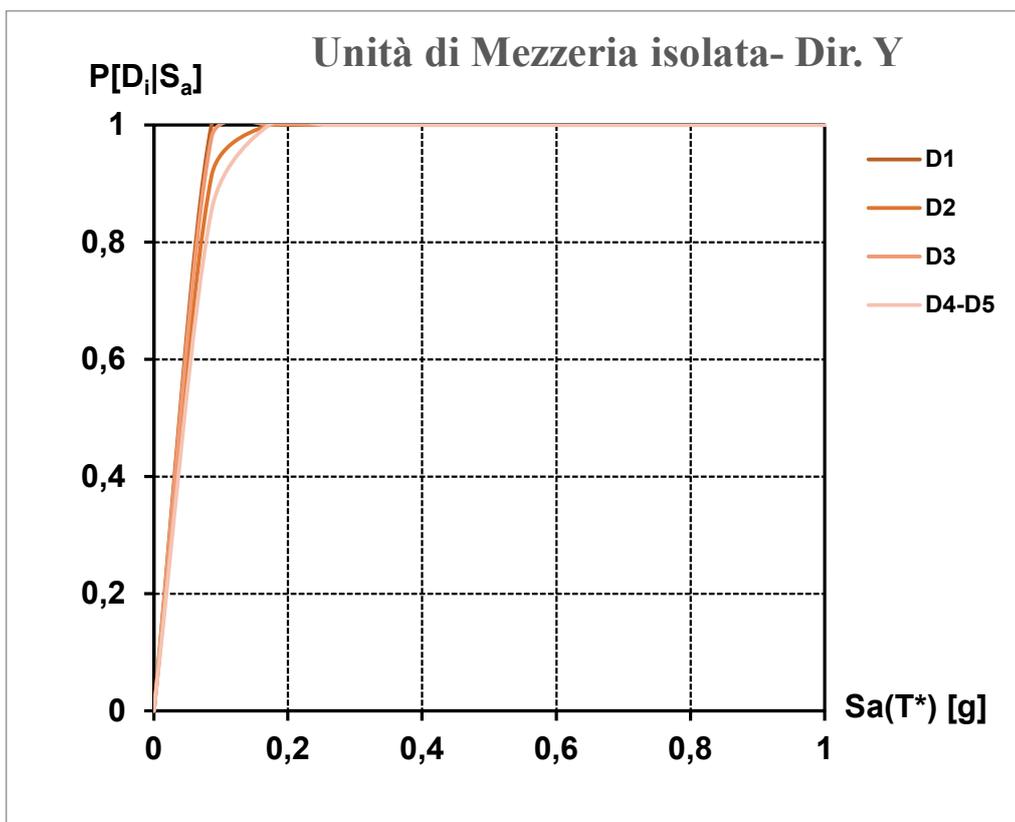
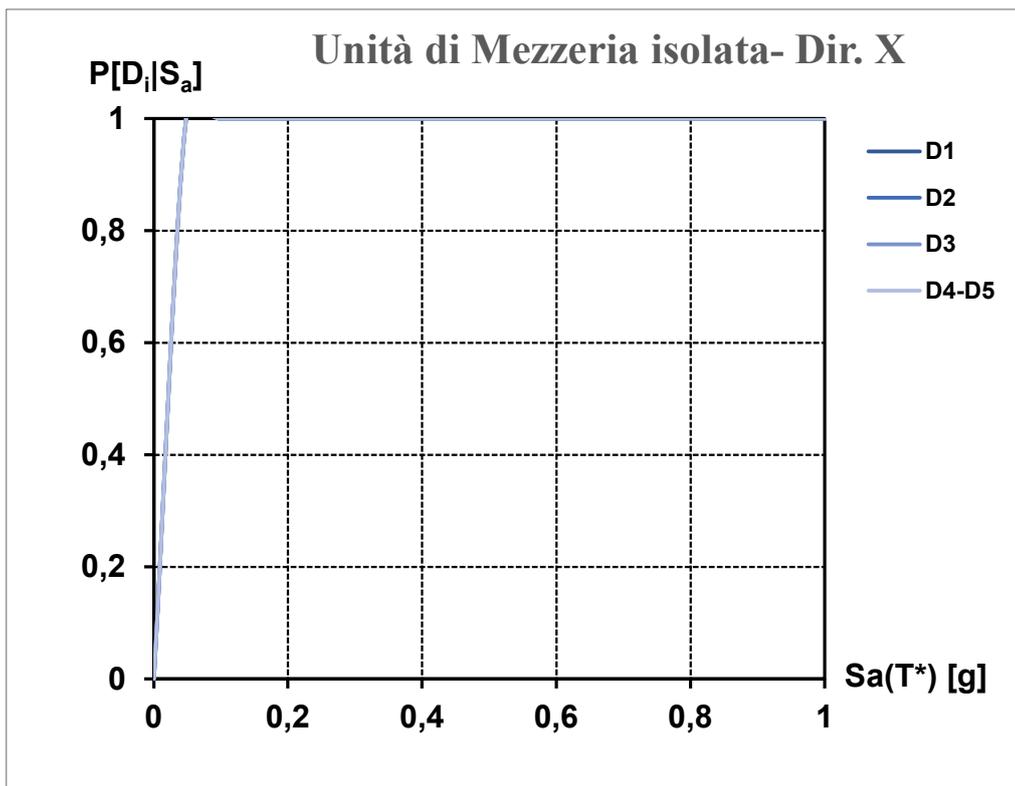


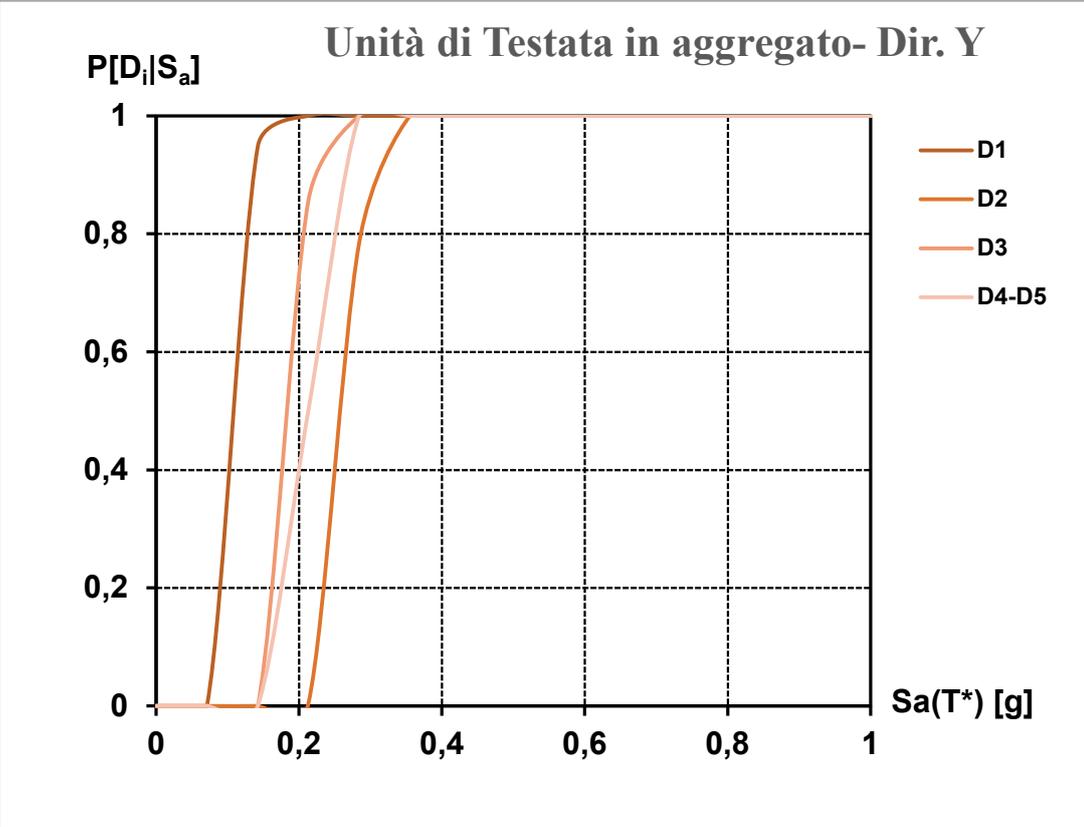
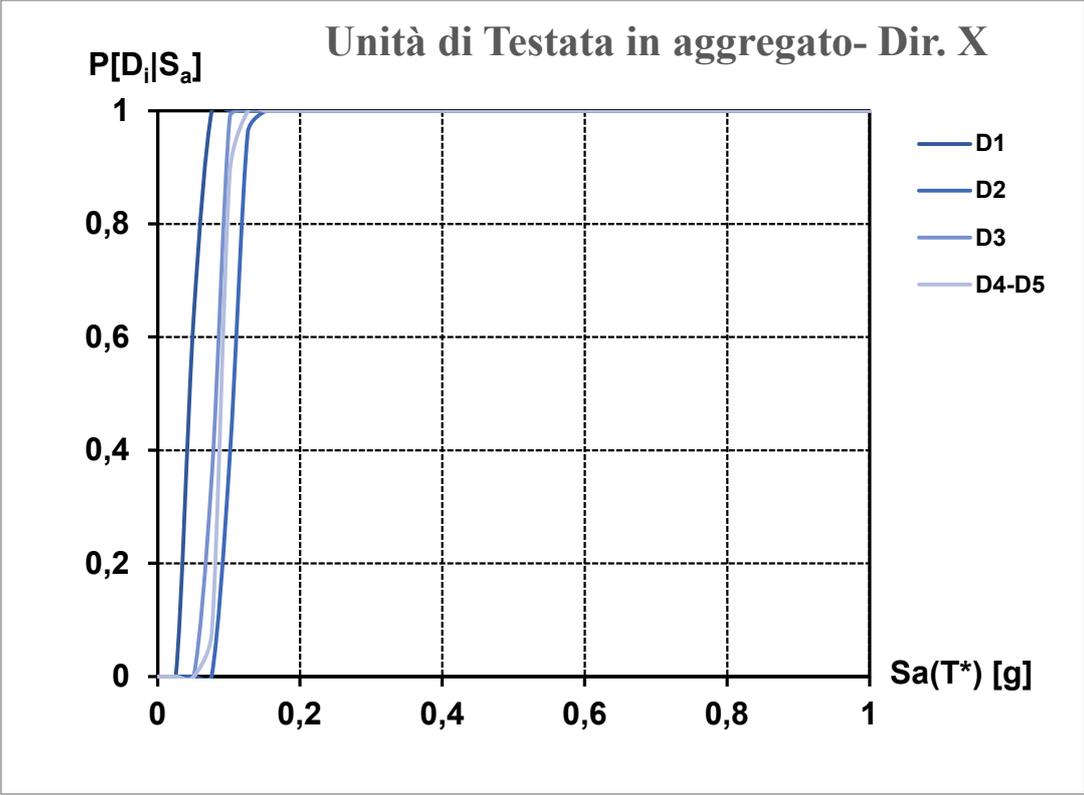


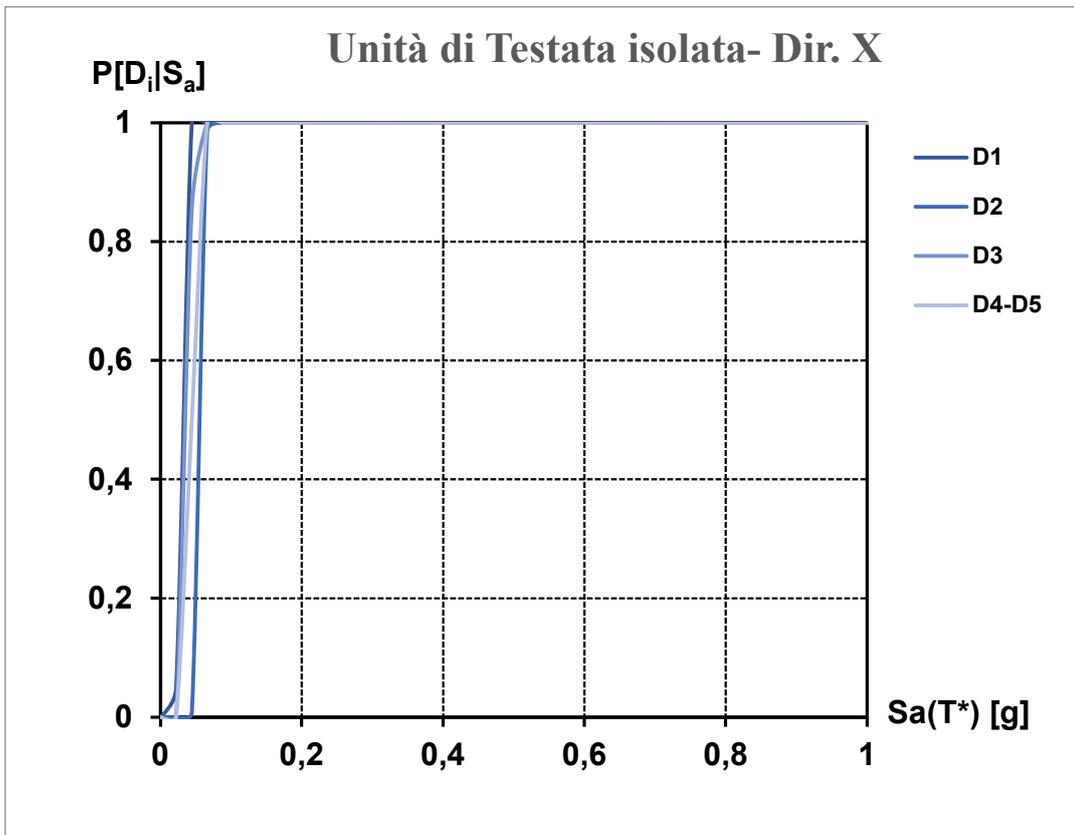
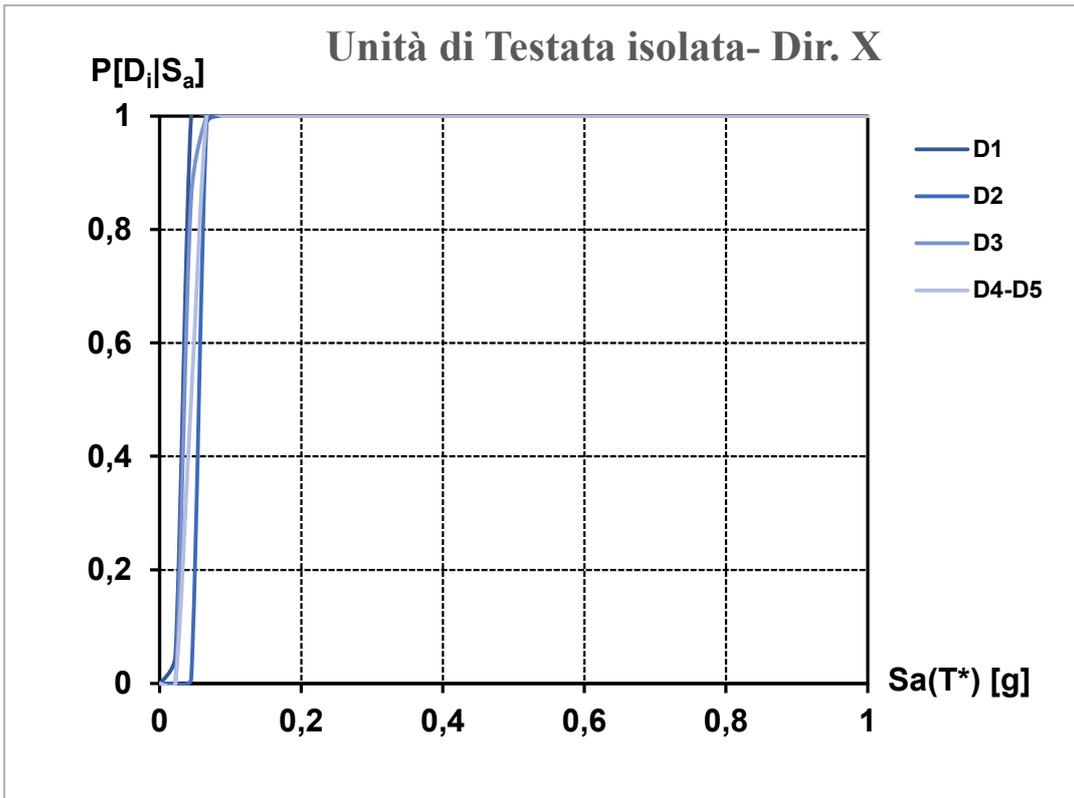
- Tipologia di muratura in blocchi Lapidari squadrati











Bibliografia e sitografia

- *D.M. 17 gennaio 2018, aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., istruzioni per l’ applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- *Masi A., Castenetto S., Chiauzzi L., “Rischio sismico: educazione e prevenzione (slides).*
- *Boni M. P., “Vulnerabilità sismica di edifici” , Politecnico di Milano, 2016 (slides).*
- *M. Pagano, Teoria degli edifici in muratura, Liguori editore, Napoli.*
- *S. Cattari, E. Curti, S. Giovinazzi, S. Lagomarsino e S. Parodi “Un modello meccanico per l’analisi di vulnerabilità sismica del costruito in muratura a scala urbana”.*
- *Manuale software di calcolo strutturale CDSWin (S.T.S)*
- *Manuale software di calcolo strutturale 3MURI (sta.DATA)*
- *Manuale software di calcolo strutturale Edilus (ACCA software)*