

**ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA**

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Specialistica in INGEGNERIA CIVILE

DISTART

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque,
del Rilevamento, del Territorio

Tesi di laurea in

MATERIALI INNOVATIVI E RIABILITAZIONE STRUTTURALE LS

**ANALISI SISMICA DI TIPO PUSHOVER
DI PALAZZO VALLONI A RIMINI**

CANDIDATO
Andrea Tonello

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti

CORRELATORE:
Dott. Ing. Luca Pelà

Anno Accademico 2009/10

Sessione II

Indice

| | |
|--|--------|
| Introduzione | - 5 - |
| 1. Aspetti Normativi | - 7 - |
| 1.1 Evoluzione della normativa | - 7 - |
| 1.2 Normativa attuale | - 8 - |
| 2. Muratura | - 11 - |
| 2.1 Materiali costituenti | - 11 - |
| 2.1.1 Malte | - 11 - |
| 2.1.2 Elementi naturali - Pietre | - 13 - |
| 2.1.3 Elementi artificiali - Mattoni o Blocchi | - 14 - |
| 2.2 Comportamento meccanico | - 15 - |
| 2.3 Prove Sperimentali | - 18 - |
| 2.3.1 Prove distruttive | - 19 - |
| 2.3.2 Prove semi-distruttive | - 21 - |
| 2.3.3 Prove non distruttive | - 24 - |
| 2.4 Livello di conoscenza | - 28 - |
| 2.4.1 La geometria | - 28 - |
| 2.4.2 I dettagli costruttivi | - 28 - |
| 2.4.3 Le proprietà dei materiali | - 29 - |
| 2.4.4 Fattori di Confidenza | - 29 - |
| 2.5 Comportamento strutturale | - 30 - |
| 2.6 Modellazione | - 33 - |
| 3. Analisi Pushover | - 37 - |
| 3.1 Introduzione e generalità | - 37 - |
| 3.2 Metodo del Capacity Spectrum | - 43 - |
| 3.3 Metodo N2 di Fajfar | - 45 - |
| 3.3.1 Definizione dei dati | - 45 - |
| 3.3.2 Domanda sismica nel formato ADRS | - 46 - |
| 3.3.3 Analisi Pushover | - 48 - |
| 3.3.4 Sistema SDOF equivalente e curva di capacità | - 49 - |
| 3.3.5 Domanda sismica per il sistema SDOF equivalente | - 54 - |
| 3.3.6 Domanda sismica globale e locale per il sistema MDOF | - 56 - |
| 3.3.7 Approssimazioni e limiti del metodo N2 | - 57 - |

| | | |
|-------|---|---------|
| 4. | Caso di Studio - Palazzo Valloni | - 59 - |
| 4.1 | Storia e descrizione | - 59 - |
| 4.2 | Prove Sperimentali | - 61 - |
| 4.3 | Livelli di conoscenza | - 62 - |
| 4.4 | Modellazione Strutturale | - 62 - |
| 5. | Analisi strutturale - Edificio non rinforzato | - 65 - |
| 5.1 | Analisi statica lineare | - 65 - |
| 5.2 | Analisi spettrale | - 65 - |
| 5.3 | Analisi statica non lineare (Pushover) | - 71 - |
| 5.3.1 | Pushover con accelerazione orizzontale in direzione x | - 71 - |
| 5.3.2 | Metodo N2 - direzione x, punto 7234 | - 73 - |
| 5.3.2 | Metodo N2 - direzione x, punto 7232 | - 77 - |
| 5.3.3 | Metodo N2 - direzione x, punto 8872 | - 80 - |
| 5.3.4 | Pushover con accelerazione orizzontale in direzione y | - 83 - |
| 5.3.5 | Metodo N2 - direzione y, punto 7234 | - 84 - |
| 5.3.6 | Conclusioni sull'edificio non rinforzato | - 87 - |
| 6. | Calcolo muro singolo - Ingresso Palazzo Valloni | - 89 - |
| 6.1 | Caso 1 con parametri reali | - 89 - |
| 6.2 | Caso 2 con coesione pari a 0,3 MPa | - 92 - |
| 6.3 | Caso 3 con f_{cd} dimezzata e f_{ct} reale | - 94 - |
| 6.4 | Caso 4 con f_{cd} reale e f_{ct} dimezzata | - 95 - |
| 6.5 | Caso 5 con f_{cd} e f_{ct} dimezzate | - 95 - |
| 6.6 | Conclusioni | - 96 - |
| 7. | Analisi strutturale - Edificio rinforzato | - 99 - |
| 7.1 | Analisi spettrale | - 101 - |
| 7.2 | Analisi statica non lineare (Pushover) | - 102 - |
| 7.2.1 | Pushover con accelerazione orizzontale in direzione x | - 102 - |
| 7.2.2 | Metodo N2 - direzione x, punto 7234 | - 104 - |
| 7.2.3 | Metodo N2 - direzione x, punto 7232 | - 107 - |
| 7.2.4 | Metodo N2 - direzione x, punto 8872 | - 110 - |
| 7.2.5 | Pushover con accelerazione orizzontale in direzione y | - 113 - |
| 7.2.6 | Metodo N2 - direzione y, punto 7234 | - 114 - |
| 7.2.7 | Metodo N2 - direzione y, punto 7232 | - 117 - |
| 7.2.8 | Metodo N2 - direzione y, punto 8872 | - 120 - |

| | |
|--|---------|
| 8. Conclusioni e discussione dei risultati | - 125 - |
| 8.1 Discussione dei risultati..... | - 125 - |
| 8.2 Spunto di riflessione | - 128 - |
| 8.3 Conclusioni..... | - 130 - |
| Bibliografia | - 133 - |
| Allegato A - Prove Sperimentali..... | - 137 - |
| Allegato B - Tavole progettuali | - 161 - |

Introduzione

Il recupero edilizio, in particolare in ambito sismico, è un problema che spesso tocca la professione dell'ingegnere soprattutto in una realtà italiana dove si trovano ancora innumerevoli testimonianze di edifici storici, anche di pregio.

La finalità del recupero è di conservare il bene perseguendo livelli di sicurezza adeguati alle normative attuali; bisogna perciò conoscere il bene da tutelare e in più sapere come attuare la conservazione. Come prima cosa, è quindi fondamentale eseguire un'analisi e un rilievo preliminare del fabbricato, anche attraverso prove sperimentali, per conoscere la tipologia dei materiali utilizzati e le relative caratteristiche meccaniche, soprattutto nel caso di edifici in muratura dato che ne esistono di molteplici tipologie.

Successivamente, vanno eseguite esami sul fabbricato per valutare la resistenza dello stesso sotto carichi statici e dinamici. Un'analisi utilizzata in alcuni casi particolari è quella statica non lineare (pushover), questa richiede un alto costo computazionale per cui va eseguita attraverso specifici programmi di calcolo agli elementi finiti. Un'analisi statica lineare comporterebbe una complessità inferiore a livello di calcolo, ma risulterebbe insufficiente per investigare il comportamento, soprattutto nel caso di strutture in muratura in cui gli effetti della non linearità del comportamento del materiale hanno un ruolo determinante.

Per cui negli ultimi anni, di pari passo con lo sviluppo tecnologico nel campo informatico, il campo ingegneristico si è indirizzato alla realizzazione di metodologie e programmi di calcolo che svolgano ed elaborino la grande richiesta computazionale dovuta alla non linearità. L'innovazione dei programmi agli elementi finiti (FEM - Finite Elements Method) ha permesso di eseguire calcoli prima inimmaginabili con il conseguente affinamento dei modelli per attenersi il più possibile alla realtà.

In questa tesi, è stato studiato un edificio in muratura, sito a Rimini, in Corso di Augusto. In particolare si tratta del cinema Fulgor (Palazzo Valloni), ora in stato di abbandono, che diventerà la sede della fondazione e museo Fellini, oltre che cineteca comunale. Lo scopo

è valutare la resistenza e il comportamento del fabbricato prima e dopo il rinforzo strutturale.

Il lavoro svolto utilizza il programma FEM Straus7, attraverso il quale sono state eseguite analisi statiche per la risposta lineare e dinamiche per il calcolo delle frequenze naturali e dell'analisi spettrale. È stata eseguita anche un'analisi Pushover che risolve, tramite una procedura iterativa incrementale, le equazioni di equilibrio statico corrispondenti ad un modello strutturale non lineare, soggetto ad un sistema di forze laterali di forma costante che riproduce gli effetti di un sisma, la cui intensità viene gradualmente e monotonicamente aumentata fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Dopo una prima parte introduttiva e generale sugli aspetti normativi e sulle caratteristiche generali della muratura, viene presentato il lavoro di calcolo con i relativi risultati e confronti finali.

1. Aspetti Normativi

1.1 Evoluzione della normativa

In materia di riparazione e rinforzo strutturale degli edifici, le prime norme che definiscono in maniera puntuale i modi di valutazione delle resistenze e delle rigidità delle pareti, nascono nel 1980 con il Documento Tecnico n. 2 (DT2) emanato dalla Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia per dar seguito alla legge regionale 20 giugno 1977, n. 30. Il DT2, dal titolo "Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura" e prevede, per la verifica sismica dell'edificio, il metodo di calcolo 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 poi le indicazioni del DT2 e rimane, per oltre un ventennio, il principale riferimento normativo per tutti gli interventi di rinforzo e consolidamento degli edifici in muratura. Nella circolare vengono suggeriti (tabella 1.1), in assenza di validi dati sperimentali, i valori massimi di resistenza a taglio e compressione da adottare nelle verifiche sismiche per le varie murature.

Con quest'ultima normativa viene considerata essenzialmente, per il pannello in muratura, la crisi a taglio per trazione. Successivamente il quadro normativo viene completato con l'emanazione delle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 settembre 2005, che fanno riferimento, quale referenza tecnica essenziale, alla O.P.C.M. n. 3274/2003 successivamente aggiornata dalla O.P.C.M. n. 3431/2005. L'O.P.C.M. n. 3274, all'allegato 11.E tratta in particolare dei criteri per il consolidamento degli edifici in muratura. Viene posta l'attenzione sull'esecuzione di interventi su porzioni limitate di struttura, che devono essere opportunamente valutati in termini di rigidità e di resistenza. Si impone quindi una valutazione analitica che dimostri, nel caso del miglioramento sismico, un aumento del coefficiente di sicurezza, in particolare nei confronti delle azioni orizzontali. Tale aumento non si ottiene sempre perseguendo il fine del massimo rinforzo, infatti, un eccessivo aumento della rigidità di alcune pareti

rispetto ad altre (ad esempio per effetto di rinforzo mediante lastre di placcaggio in c.a.), può provocare, in maniera sostanziale, una variazione del comportamento globale del piano e quindi dell' edificio, con conseguente nascita di azioni impreviste (ad esempio effetti torcenti a causa dell'allontanamento del baricentro delle masse da quello delle rigidzze). Si arriva infine all'aggiornamento delle norme del 2005 attraverso il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (NTC08) e la successiva Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 contenente le "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

| | Tipo di Muratura | τ_k | σ_k |
|---|---|----------|------------|
| Murature non consolidate non lesionate | Mattoni pieni Malta bastarda | 12 | 300 |
| | Blocco modulare (con caratteristiche rispondenti alle prescrizioni decreto ministeriale 3 marzo 1975) (29 x 19 x 19 cm). Malta bastarda | 8 | 250 |
| | Blocco in argilla espansa o calcestruzzo. Malta bastarda | 18 | 250 |
| | Muratura in pietra (in presenza di ricorsi di mattoni estesi a tutto lo spessore del muro, il valore rappresentativo di τ_k può essere incrementato del 30%) | | |
| | a) pietrame in cattive condizioni | 2 | 50 |
| | b) pietrame grossolanamente squadrato e ben organizzato | 7 | 200 |
| | c) a sacco in buone condizioni | 4 | 150 |
| | Blocchi di tufo di buona qualità | 10 | 250 |
| Murature nuove | Mattoni pieni con fori circolari Malta cementizia $R_m \geq 1450 \text{ t/m}^2$ | 20 | 500 |
| | Forati doppio UNI rapporto vuoto/pieno = 40% Malta cementizia $R_m \geq 1450 \text{ t/m}^2$ | 24 | 500 |
| Murature consolidate | Mattoni pieni, pietrame squadrato, consolidate con 2 lastre in calcestruzzo armato da cm 3 (minimo) | 18 | 500 |
| | Pietrame iniettato Murature di pietra a secco consolidate con 2 lastre in calcestruzzo armato da cm 3 (minimo) | 11 11 | 500 300 |

Tabella 1.1 - Tipologia di Murature e relative caratteristiche meccaniche

1.2 Normativa attuale

Gli interventi sugli edifici esistenti sono regolamentati dal punto 8 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni emanate con Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 e dalla Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 contenente le "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

Gli interventi vengono distinti 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;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Tale classificazione era già presente nelle precedenti norme tecniche (decreto ministeriale 16 gennaio 1996, punto C9 - decreto ministeriale 14 settembre 2005, capitolo 9); tuttavia le definizioni date per i sopraelencati interventi nelle varie norme tecniche che si sono succedute nel corso degli anni non sono esattamente corrispondenti fra di loro.

Le NTC08 riportano le seguenti definizioni:

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Costituisce obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, quando si prevede di:

- a) sopraelevare la costruzione;*
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;*
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; 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 organismo edilizio diverso dal precedente.*

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate. È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni che rendono obbligatorio l'intervento di adeguamento. Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado 0 alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti. Il progetto di interventi su edifici esistenti dovrà comunque, di norma, comprendere le seguenti attività:

- 1. Rilievo plano-altimetrico della costruzione;*
- 2. Rilievo strutturale, comprese le strutture di fondazione;*
- 3. Rilievo dello stato fessurativo e/o distorsivo della struttura;*
- 4. Analisi dell'evoluzione storica - costruttiva della costruzione;*
- 5. Studio geologico e analisi geotecnica, ove necessario;*
- 6. Indagine sismica del sito, ove necessario;*
- 7. Indagini sui terreni sulle strutture di fondazione, ove necessario;*
- 8. Indagini sui materiali e valutazione dello stato di conservazione e di resistenza residua, da definire con prove sperimentali;*
- 9. Rilievo dei dissesti, cause, entità;*
- 10. Valutazione delle condizioni di sicurezza della struttura nella stato ante-intervento;*
- 11. Relazione motivata dell'intervento di miglioramento previsto;*
- 12. Verifica della sicurezza della struttura consolidata nella stato di post-intervento e nel corso delle fasi esecutive; giudizio di incremento della sicurezza.*

Nelle analisi e verifiche strutturali si dovranno prevedere adeguati "fattori di confidenza" che modificano i parametri meccanici in funzione dei "livelli di conoscenza" raggiunti nella fase di indagine pre-progettuale in riferimento a: indagine storica, rilievi geometrici, dettagli costruttivi, caratterizzazione dei materiali.

In funzione dell'entità dell'intervento potrà essere considerato il "miglioramento sismico" o addirittura (per casi particolari) l' "adeguamento sismico". A maggior ragione si considera l'intervento di miglioramento nel caso in cui l'edificio faccia parte del patrimonio culturale vincolato ai sensi del Codice dei Beni Culturali (D.L. n. 42/2004) dove all' articolo 29 si legge: " ... nel caso di beni immobili situati nelle zone dichiarate a rischio sismico in base alla normativa vigente, il restauro comprende l'intervento di miglioramento strutturale".

2. Muratura

La muratura è un materiale composito, costituito da un insieme di blocchi interconnessi. La natura di essi può essere varia così come la loro dimensione, forma e geometria, per cui possono essere usate pietre, mattoni in laterizio, ecc... I blocchi sono connessi attraverso varie tipologie di interconnessione, diversificate dalla tecnica di assemblaggio, a secco o con giunti di malta. Per cui all'interno della definizione stessa di muratura, rientrano innumerevoli varietà di tipologie e tecniche costruttive.

La muratura non si può considerare quindi come un materiale ideale, omogeneo ed isotropo. Tuttavia modellare come tale la muratura, al fine di poterne individuare il comportamento attraverso determinati parametri meccanici ed elastici (costanti in ogni punto e in ogni direzione), è utile per poterla analizzare nello stesso modo e con le stesse metodologie impiegate per le altre tipologie costruttive (c.a. - acciaio). Nello spirito di un approccio agli Elementi Finiti, si potrebbero schematizzare le singole unità (lapidee o laterizie) e i vincoli reciproci, ma ciò comporterebbe sistemi enormi di equazioni e relazioni estremamente aleatorie. Modellando invece gli interi paramenti murari come macroelementi suddivisi da una mesh più o meno fitta ed utilizzando gli Elementi Finiti, è possibile modellare la muratura come un "materiale" attraverso il modello elasto-plastico con la teoria di Mohr-Coulomb.

Nei paragrafi successivi approfondiremo il problema della modellazione della muratura e della difficoltà di ricavare i parametri meccanici di essa partendo dai materiali costituenti, mettendo quindi in evidenza l'importanza delle prove sperimentali.

2.1 Materiali costituenti

2.1.1 Malte

Le malte sono miscele costituite da tre distinti componenti:

1. Acqua (limpida, non aggressiva, priva di sostanze organiche o grassi)

2. Inerte (sabbia priva di sostanze organiche, terrose o argillose)
3. Legante

In base al tipo di legante, possiamo classificare malta:

- Aerea (legante: calce idrata o aerea)
- Idraulica (legante: calce idraulica)
- Cementizia (legante: cemento)
- Bastarda o composta (legante: vari leganti, anche non cementizi)

Le NTC08 e successiva Circolare del 2009 codificano i tipi di malta, in base alle prestazioni e alla composizione in volume:

| Classe | M 2,5 | M 5 | M 10 | M 15 | M 20 | M d |
|---|-------|-----|------|------|------|-----|
| Resistenza a compressione N/mm² | 2,5 | 5 | 10 | 15 | 20 | d |

d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm² dichiarata dal produttore

Tabella 2.1 - Classi di malte a prestazione garantita

| 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 | -- |

Tabella 2.2 - Classi di malte a composizione prescritta

Per le malte di struttura in muratura esistenti, indicativamente, possiamo considerare una resistenza a compressione variabile dai 2 ai 10 MPa e una resistenza a compressione variabile dai 0,5 ai 4 MPa.

Anche per quanto riguarda la maturazione della malta esistono delle differenze sostanziali. Le malte a base di calce induriscono a contatto con l'aria per effetto della carbonatazione della calce, mentre le malte a base di pozzolana induriscono per il contatto tra pozzolana e calce aerea, indipendentemente dalla presenza dell'aria, raggiungendo in tempi brevi resistenze molto superiori.

2.1.2 Elementi naturali - Pietre

Le pietre devono essere ricavate per taglio dalla roccia, oltre che risultare non friabili o sfaldabili e resistenti al gelo, devono anche possedere buona adesività con le malte e non contenere in misura sensibile sostanze solubili o residui organici.

Le murature costituite da elementi resistenti naturali si suddividono nei seguenti tipi:

- *Muratura in pietra non squadrata*, composta da pietrame di cava grossolanamente lavorato, posto in opera in strati pressoché regolari
- *Muratura listata*, come la muratura in pietra non squadrata, ma intercalata da fasce in conglomerato semplice o armato oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari in laterizio pieno, posti ad interasse non superiore a 1,6 m ed estesi a tutta la lunghezza ed a tutto lo spessore del muro.
- *Muratura in pietra squadrata*, composta con pietre di geometria pressoché parallelepipedica poste in opera in strati regolari.

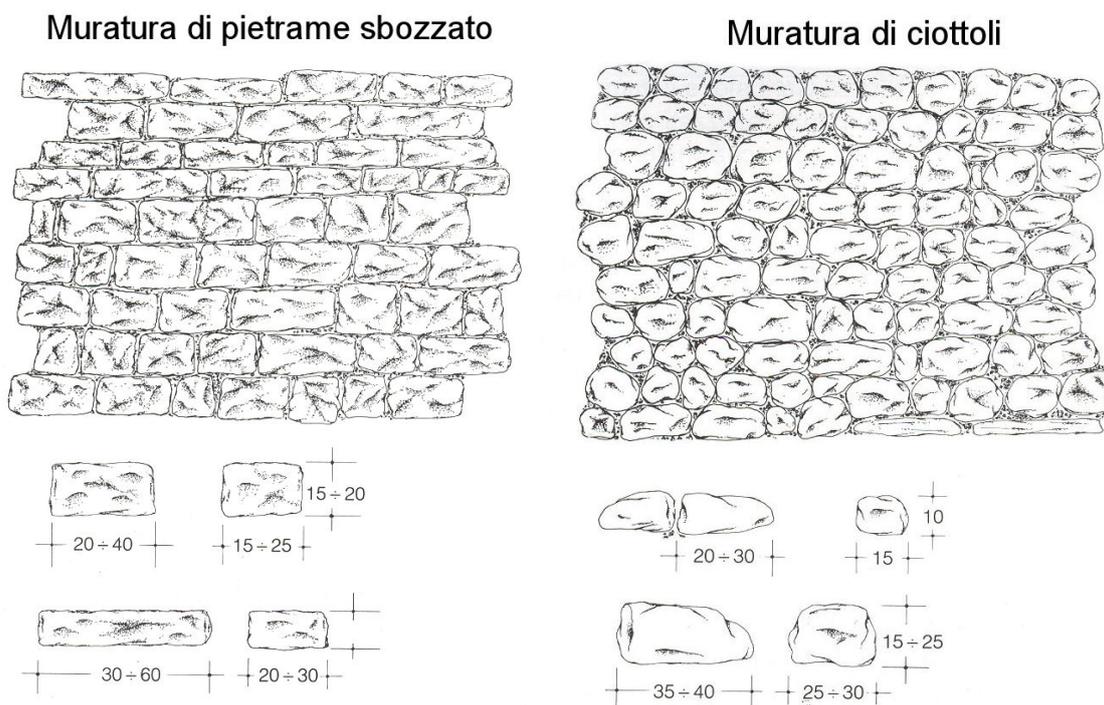


Figura 2.1 - Esempi di due tipologie di muratura in elementi naturali

2.1.3 Elementi artificiali - Mattoni o Blocchi

Elementi di forma parallelepipedica ottenuti attraverso l'utilizzo di due materiali principali:

- Laterizio, normale o alleggerito in pasta (ottenuti dalla cottura in forno di argille)
- Calcestruzzo, normale o alleggerito (blocchi alveolari)

Gli elementi si definiscono mattoni o blocchi in funzione del volume complessivo dell'elemento, cioè se esso risulta minore o maggiore di 5500 cm^3 . Gli stessi possono essere pieni, semipieni o forati in funzione della percentuale di foratura:

- Pieni se $\varphi \leq 15\%$
- Semipieni se $15\% < \varphi \leq 45\%$
- Forati se $45\% < \varphi \leq 55\%$

Per quanto riguarda i mattoni pieni, indicativamente si può considerare che la loro resistenza a compressione a rottura varia dai 12 Mpa ai 20 Mpa e una resistenza a trazione variabile dai 1,5 ai 2,5 MPa.

Muratura di mattoni

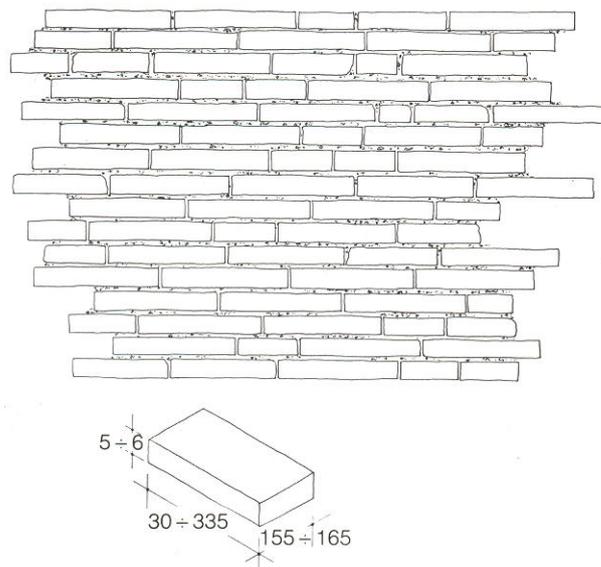


Figura 2.2 - Esempio di tipologia di muratura in elementi artificiali (mattoni pieni)

2.2 Comportamento meccanico

Il comportamento della muratura è complesso, soprattutto nel caso di costruzioni con pietre naturali non squadrate dove la differente geometria e disposizione non regolare rende molto difficile individuare il comportamento di una piccola porzione e rende necessario individuare un comportamento globale dell'intera struttura omogeneizzando l'intera muratura.

Lo stesso problema sorge anche in una muratura composta da blocchi in laterizio, ma in questo caso la regolarità geometrica e meccanica degli elementi e delle connessioni di malta tra di essi permette di analizzare nello specifico l'interazione tra i due materiali. In particolare sono stati eseguiti vari studi in merito presenti in letteratura, soprattutto per calcolare la resistenza a rottura della muratura.

Esistono numerose formule empiriche per calcolare la resistenza a rottura della muratura già dagli inizi degli anni '70 del secolo scorso; la formula generale di tali relazioni empiriche può essere espressa come:

$$f = k \cdot f_b^x \cdot f_m^y \quad (2.1)$$

dove f è la resistenza a compressione della muratura; k , x , y sono delle costanti che dipendono dallo spessore della muratura stessa e f_b , f_m sono la resistenza a compressione del mattone e della malta.

Anche l'Eurocodice 6 (1996) propone una formula basata sulla struttura della (2.1):

$$f_k = k \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (2.2)$$

Queste formule empiriche non riescono però a cogliere il comportamento intrinseco della muratura, quindi sono stati fatti tentativi per sviluppare teorie di rottura sulla base delle proprietà fondamentali dei materiali componenti la muratura.

La rottura della muratura sotto carichi di compressione è legata all'interazione tra i mattoni (pietre) e la malta a causa delle loro diverse deformazioni. Sono stati sviluppati due approcci in questo campo: il primo assume un comportamento elastico e il secondo si riferisce al comportamento dei mattoni e dei giunti di malta sotto azioni bi o tri-assiali.

Lo studio della deformabilità del materiale ha assunto una certa rilevanza in relazione allo studio del fenomeno dello *splitting* della muratura per il quale la rottura a compressione è causata da una diversa deformabilità di malta e blocchi. Tale interpretazione, introdotta da Hilsdorf (1969) afferma che la rottura a compressione della muratura è dovuta ad una maggiore deformabilità della malta a compressione che, per l'effetto di Poisson, tenderebbe a deformarsi nella direzione ortogonale al carico, mentre è confinata dai blocchi. Questo fenomeno, da una parte genera uno stato di compressione triassiale sui giunti di malta, mentre dall'altra produce sui blocchi tensioni di trazione ortogonali al carico. Quando, infatti, la muratura è soggetta a una compressione normale al piano dei giunti di malta, malta e blocchi tendono a dilatarsi per effetto del modulo di Poisson; tuttavia, poiché i giunti di malta sono più deformabili dei blocchi (dato che $\nu_m > \nu_b$), nel piano di interfaccia si generano delle tensioni tangenziali tali per cui i blocchi risultano in trazione e i giunti di malta in compressione (Figura 2.3).

La trazione sui blocchi provoca la rottura del solido murario.

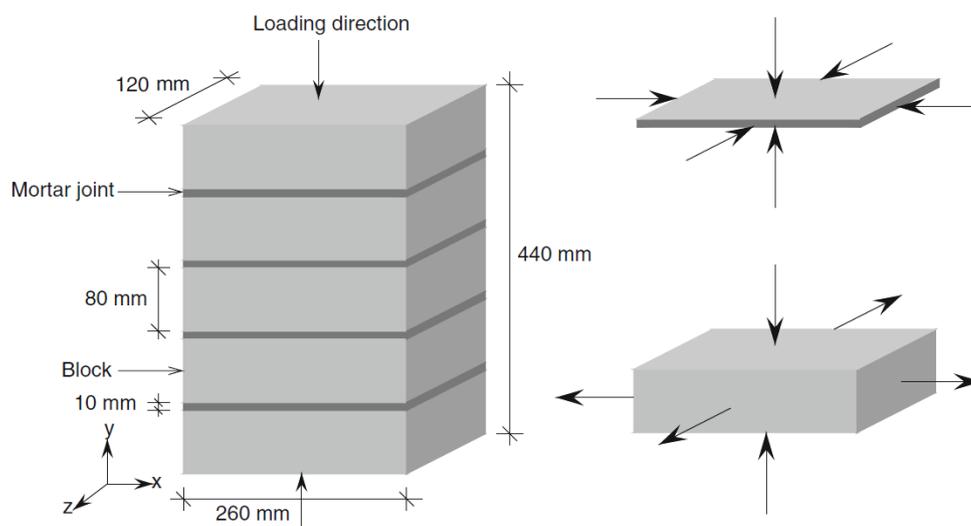


Figura 2.3 - Comportamento della muratura sotto sforzo normale al piano dei giunti di malta

Hilsdorf assume che l'involuppo a rottura del mattone sia lineare e non ha calcolato gli involuppi per la malta sotto sollecitazioni multi assiali.

Il comportamento sotto azioni multi assiali è invece investigato da Khoo e Hendry (1973), che trovano che gli involuppi a rottura del mattone e della malta sono non lineari; il punto di intersezione dei due involuppi a rottura rappresenta la resistenza a compressione della muratura.

Negli anni successivi la muratura è analizzata attraverso metodi agli elementi finiti (FE) che investigano il comportamento della muratura sia sotto attraverso dei macro modelli sia attraverso dei micro modelli. Nei primi la muratura è trattata come un composto anisotropo e le relazioni costitutive sono stabilite tra le deformazioni e gli sforzi medi della muratura; i modelli macro sono quelli che più si adattano all'analisi della risposta globale delle strutture in muratura. Nei micro modelli invece il composto mattoni-malta è considerato un solido omogeneo con caratteristiche meccaniche medie date dall'interazione dei materiali. Questi modelli analizzano meglio il comportamento reale della muratura in particolare la risposta locale, utilizzando appropriate leggi costitutive che tengono conto del comportamento meccanico di ogni componente. Ciò porta a risultati accurati, ma richiede un grande costo computazionale.

Il problema di riprodurre la risposta sperimentale della muratura a partire dal comportamento dei suoi componenti è quindi molto difficoltoso a causa del numero elevato di parametri in gioco e della complessità micro strutturale.

Zucchini e Lourenço (2007) testano un nuovo approccio di omogeneizzazione della muratura per studiare il suo comportamento sotto compressione includendo la possibilità di danno a trazione e compressione in entrambi gli elementi (mattoni e malta). Il loro studio si basa su una porzione di muratura (*basic cell*) comprendente un mattone (*unit*), il giunto di malta sotto e sopra di esso e il giunto posto lateralmente al mattone (*bed, head and cross joint*).

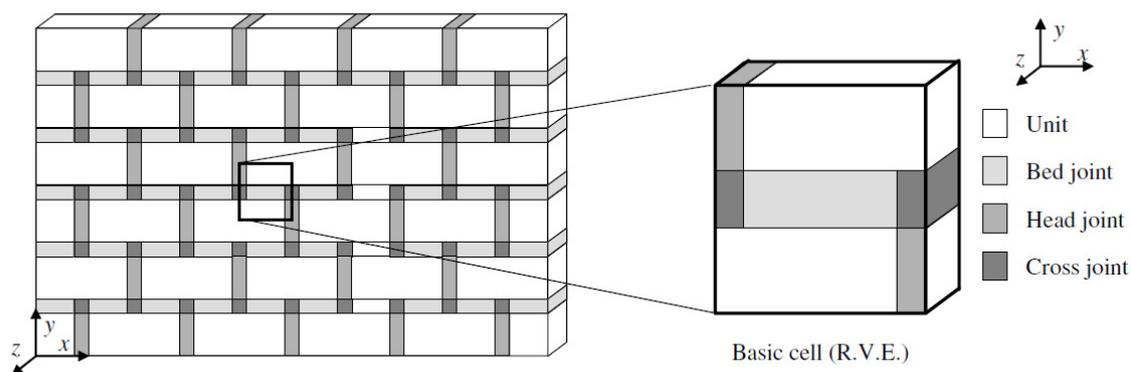


Figura 2.4 - Modellazione del solido murario secondo Zucchini e Lourenço (2007)

Lo sforzo interno incognito è trovato usando le equazioni di equilibrio alle interfacce della porzione di muratura considerata, e successivamente i risultati sono stati confrontati

con i valori sperimentali presenti in letteratura. È stato riscontrato che l'omogeneizzazione di Zucchini e Lourenço così come gli altri modelli FE non sono in grado di predire i risultati sperimentali.

Risultati migliori sono conseguiti da Uday Vyas - Venkatarama Reddy (2010) con un modello 3D non lineare FE considerando una micro modellazione della muratura, utilizzando il codice commerciale Ansys 9.0 e il modello di William-Warke per il comportamento triassiale del calcestruzzo. Il regime post collasso è modellato applicando le equazioni costitutive ortotrope. Il provino da loro considerato è un prisma di muratura costituito da 5 blocchi; eseguendo sia una prova sperimentale e sia virtuale attraverso un calcolatore, arrivano a buoni risultati sperimentali attraverso l'analisi computerizzata che bene approssima la resistenza a compressione della muratura, calcolata sul provino, con un'approssimazione in difetto del 19%. Attraverso la formula dell'Eurocodice 6, esposta in precedenza, si trovano valori di resistenza minori del 30% rispetto ai valori reali. Il modello quindi, oltre a calcolare i valori in modo più accurato, coglie il fatto che la resistenza a compressione diminuisce all'aumentare dello spessore dei giunti di malta, proprio come si riscontra nelle prove sperimentali.

Come si può quindi dedurre, la resistenza a compressione della muratura non è calcolabile in modo accurato e preciso se non attraverso risultati di prove sperimentali eseguiti direttamente sulla struttura esistente da investigare.

2.3 Prove Sperimentali

Come esposto in precedenza, le prove sperimentali sono molto importanti per investigare la struttura in muratura e dovrebbero sempre essere eseguite dato che esistono innumerevoli tipologie di muratura con relative caratteristiche, spesso molto diverse tra loro.

L'approccio più semplice a disposizione del progettista per risolvere il problema della caratterizzazione meccanica dei materiali è quello delle prove di tipo distruttivo eseguite su campioni prelevati dalle strutture murarie stesse. Questi campioni, per poter essere sufficientemente rappresentativi del comportamento medio globale della struttura, devono essere di grande dimensione. Non sempre tuttavia possono essere prelevati dalle strutture murarie: spesso nelle vecchie murature le scadenti caratteristiche della malta presente non consentono di prelevare campioni indisturbati se non ricorrendo a tecniche di prelievo sofisticate ed onerose.

I problemi connessi al prelievo di campioni rappresentativi possono essere evitati ricorrendo alle tecniche di prova di tipo semidistruttivo e/o non distruttivo. Tali prove sono eseguite in sito e non danneggiano, o solo in minima parte, la struttura evitando quasi totalmente l'asportazione di materiale.

Esistono varie tipologie di prove distruttive, semidistruttive e non distruttive, di seguito verranno esposte le principali.

2.3.1 Prove distruttive

Prova di compressione monoassiale

La prova permette di ricavare in particolare la resistenza a compressione, la deformazione e il modulo di elasticità.

È una prova distruttiva eseguita su prismi e muretti, o su pannelli e pareti. Consiste nell'applicare un carico di compressione monotona o ciclica tale che gli sforzi verticali siano distribuiti il più possibile in modo uniforme e la risultante delle compressioni sia centrata sulla sezione del provino. Il carico è applicato attraverso martinetti idraulici che agiscono sulle due piastre di ripartizione collocate alle estremità del provino mediante uno strato di malta di allettamento. Effettuando la prova si può ricavare la curva costitutiva del materiale e quindi si può misurare la resistenza a compressione f_c , la relativa deformazione ε (e quindi la ε_u) e il modulo di elasticità E . In campo pseudo elastico è infatti possibile ricavare informazioni riguardo alle caratteristiche di rigidità della muratura come modulo di Young (E) ed il coefficiente di Poisson (ν); spingendo poi il pannello in campo plastico fino a rottura è possibile definire la resistenza ultima (f_u) ed ottenere alcune indicazioni di massima riguardanti la capacità deformativa in compressione.

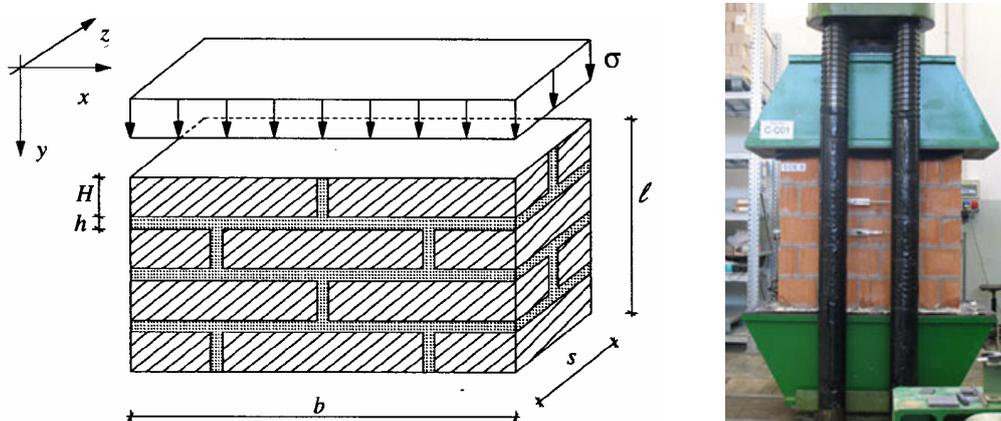


Figura 2.5 - Prova di compressione monoassiale

Prova di compressione diagonale

La prova permette di ricavare in particolare la resistenza a trazione.

Consiste nel sottoporre il provino a compressione secondo una direzione inclinata di 45° rispetto alla giacitura dei corsi di malta, per cui la rottura avviene per trazione in direzione ortogonale a quella dello sforzo.

La prova può essere condotta secondo due procedure, ovvero raggiungendo il carico di rottura senza analizzare lo stato deformativo oppure leggendo almeno fino alla prima fessurazione le deformazioni lungo le due diagonali, ottenendo così una curva tensioni/deformazioni. La prima fessura che si genera segue solitamente come direzione quella della diagonale compressa; nel caso di murature aventi tessiture disordinate lo sviluppo della fessura lungo la diagonale o meno dipende molto dalla pezzatura dei conci, dalla qualità della malta presente e dalla resistenza offerta dai diversi componenti all'evolversi del danneggiamento.

La prova può essere eseguita su provini di varie forme tramite differenti modalità:

- Pannello circolare di spessore s e diametro D ipotizzando un meccanismo di crisi dovuto al raggiungimento della tensione di rottura per trazione nel centro del pannello. La tensione di rottura è quindi ricavata in funzione del carico verticale di collasso N utilizzando l'espressione di Boussinesque valida per la lastra indefinita omogenea e isotropa:

$$f_t = \frac{2 \cdot N}{\pi \cdot D \cdot s} \quad (2.3)$$

- Pannello quadrato di spessore s e di lato B si è invece ricavato:

$$f_t = \frac{N}{\sqrt{2} \cdot B \cdot s} \quad (2.4)$$

Questa tipologia è la più utilizzata.



Figura 2.6 - Prova di compressione diagonale

2.3.2 Prove semi-distruttive

Prova penetrometrica

La prova consente la determinazione delle caratteristiche meccaniche del mattone e/o delle malte attraverso la lettura della penetrazione di una punta di acciaio infissa nel mattone o nel giunto di malta. La prova consiste nell'esecuzione di perforazioni fino al raggiungimento di almeno 40 mm di infissione. Per ogni prova si individuano almeno due pannelli murari sui quali si effettuano 5 perforazioni. È possibile quindi risalire all'angolo di attrito della malta una volta noto lo stato di compressione verticale e l'altezza del giunto. In questo modo è possibile caratterizzare la tipologia di malta classificandone il tipo.

Una tipologia è per esempio il *penetrometro Windsor*:

Il metodo di penetrazione con sonda Windsor consiste nella valutazione della resistenza del mattone in situ mediante la misurazione della profondità di penetrazione raggiunta da una speciale sonda. La profondità di penetrazione è inversamente proporzionale alla resistenza della muratura. La strumentazione comprende una pistola con carica esplosiva opportunamente dosata che consente la penetrazione della sonda.

Il misuratore elettronico a display consente, la programmazione della prova guidata da menu e la memorizzazione dei risultati per la trasmissione a PC.



Figura 2.7 - Penetrometro Windsor

Carotaggi

I carotaggi permettono una stima della resistenza locale a compressione della muratura, mediante prova a compressione su provini ricavati da carote. La metodologia di esecuzione prevede il carotaggio nella struttura in muratura, di diametro 50-100 mm, mediante carotatrice elettrica con corona diamantata raffreddata ad acqua. Per tale tipo di

prova risulta particolarmente difficile estrarre campioni indisturbati e che siano rappresentativi della muratura indagata. Tuttavia il carotaggio è il metodo più diffuso, in quanto consente di determinare la resistenza del conglomerato in maniera analoga a quella adottata per i campioni standard.



Figura 2.8 - Carotaggi e carotatrice

Le prove di laboratorio usualmente effettuate sui provini cilindrici ottenuti per mezzo di carotatrici, e perciò di dimensioni così piccole da consentire di solito solo la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti la muratura, sono:

- a) per il materiale lapideo e laterizio:
- prova di resistenza a compressione assiale (rispetto all'asse del provino cilindrico, che a seconda della direzione di carotaggio – orizzontale, verticale o inclinata – può non coincidere con l'asse di sollecitazione della muratura in opera);



Figura 2.9 - Macchinario di prova a compressione assiale e carotaggi di laterizi

- prova di resistenza a trazione indiretta (brasiliiana);

- prova di trazione diretta;
 - determinazione del modulo elastico E e del coefficiente di Poisson ν ;
 - prove di qualificazione fisica del materiale (peso specifico apparente e reale, permeabilità, ecc.);
- b) per la malta:
- prova di resistenza a compressione assiale;
 - prova di resistenza a taglio diretto del giunto di malta compreso tra i due mattoni (con la quale si determinano i parametri di resistenza, l'angolo di attrito interno e la coesione).

Prova con martinetto piatto singolo

La prova permette di stimare lo stato di sollecitazione locale esistente nella muratura, ovvero lo stato tensionale di esercizio della muratura. Consiste nell'eseguire un taglio orizzontale in un giunto di malta che provoca un rilassamento della muratura, un rilascio delle tensioni e quindi una parziale chiusura dell'apertura. Uno speciale martinetto piatto viene inserito all'interno del taglio e la pressione viene gradualmente incrementata fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura a meno di una costante che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto di carico e quella del taglio. Le misure di convergenza sono eseguite mediante l'incollaggio sulla superficie della muratura di piastrine metalliche di diametro 5 mm e l'impiego di un deformometro meccanico millesimale di tipo rimovibile.

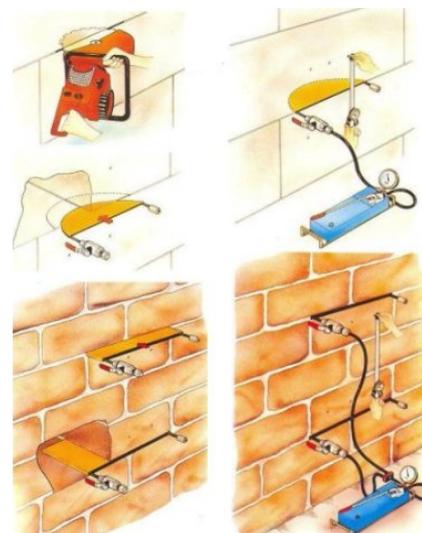


Figura 2.10 - Macchinario di taglio e schematizzazione dell'esecuzione della prova

Prova con martinetto piatto doppio

Serve a valutare la deformabilità, il modulo elastico e la resistenza a compressione del corpo murario attraverso la curva sforzi-deformazioni.

Si realizza come la prova a martinetto piatto singolo prevedendo un secondo taglio al di sopra e parallelamente al primo martinetto, distante circa 50 cm, quindi viene inserito un secondo martinetto piatto.

I due martinetti delimitano un campione significativo di muratura sul quale viene eseguita una prova di compressione monoassiale in direzione normale al piano di posa, senza l'asportazione del campione.

Le basi di misura per estensimetro rimovibile, applicate sulla faccia libera del campione, permettono di ottenere un quadro completo deformativo del setto murario in direzione assiale e trasversale; ciò consente la determinazione del modulo di deformabilità della muratura.

La prova proposta può fornire anche una stima della resistenza a compressione della muratura. E' possibile, con opportuna cautela, avvicinarsi al collasso della muratura esaminata attraverso progressivi incrementi del carico applicato dai martinetti piatti e valutare in tal modo la resistenza a rottura a compressione.



Figura 2.11 - Prova con martinetti piatti doppi

2.3.3 Prove non distruttive

Indagini soniche

Sono utilizzate per qualificare la morfologia della sezione e per individuare la presenza di vuoti o difetti o lesioni. In presenza di lesioni o fratture o altri tipi di discontinuità, infatti, la velocità sonica diminuisce in quanto l'onda è più lenta in corrispondenza di vuoti e si

producono rifrazioni multiple del segnale allungando il percorso che non risulta più quello diretto tra sorgente e ricevitore.

La strumentazione di prova è costituita da:

- una sorgente di emissione di onde elastiche (martello strumentato, vibrodina elettromagnetica od ad aria compressa);
- un captatore dell'energia sonora (velocimetro, accelerometro);
- un'apparecchiatura di rilevazione e registrazione dei segnali.

Le prove soniche sono basate sulla misura del tempo di propagazione di un impulso meccanico tra la sonda trasmittitore e la sonda ricevente. Tale velocità dipende dall'elasticità e dalla resistenza del materiale: maggiore è la velocità, maggiore sarà il modulo elastico e quindi la resistenza, essendo infatti ogni interruzione od eterogeneità del materiale, causa di un ritardo del segnale.

Nel suo propagarsi l'onda elastica perde energia, e ciò è dovuto ad una diminuzione dell'intensità legata alla legge di propagazione dell'onda di tipo sferico, mentre un'altra diminuzione avviene alle interfaccia tra discontinuità, dove l'energia viene in parte riflessa ed in parte rifratta.

E' così possibile misurare il tempo di propagazione dell'onda (e nel contempo verificare frequenze ed attenuazioni), calcolare la velocità conoscendo la distanza reciproca tra la sonda trasmittitore e la sonda ricevente e risalire quindi al modulo elastico dinamico.

Sperimentazioni condotte su edifici in pietra hanno fornito valori della velocità variabili entro ampi limiti: da 1200 ms^{-1} per l'inferiore a 2500 ms^{-1} per il superiore, con medie intorno ai 1700 ms^{-1} . Il valore di 1400 ms^{-1} viene poi considerato soglia al di sotto della quale si è in presenza di un fenomeno di degrado delle murature.

Queste misure vengono solitamente eseguite per trasparenza (ossia con emettitore e captatore posizionati su due punti speculari delle facce della muratura), secondo una maglia regolare.

I moduli elastici dinamici che si ricavano da questa relazione sono di valore superiore a quelli ottenibili con prove statiche, e si discostano sempre più man mano che si passa da un mezzo perfettamente omogeneo, isotropo, ad uno disomogeneo ed anisotropo.



Figura 2.12 - Macchinario di prova per indagini soniche

Il principale utilizzo del metodo consiste nella possibilità di estendere, mediante misure di confronto, le valutazioni ottenute con le prove di tipo statico, necessariamente limitate ad alcuni punti, ad un numero di punti assai maggiore e comunque sufficiente a definire le caratteristiche complessive della struttura, ricavando informazioni qualitative sulle variazioni delle caratteristiche elastiche. Un secondo utilizzo consiste nel valutare l'incremento di densità della muratura durante un intervento di consolidamento, potendo quindi formulare un giudizio sulla riuscita o meno dello stesso. Un ultimo utilizzo, seppure molto controverso, è legato alla stima della resistenza a compressione delle murature. Alcuni autori infatti, se la muratura è sufficientemente omogenea, valutano tale resistenza applicando la seguente formula $R_{\text{compressione}} = E_d / 1250$ la quale fornirebbe valori approssimati del 10÷15%.

Analisi endoscopica

Ha lo scopo di analizzare la muratura attraverso una ripresa reale documentabile con foto e video. Si esegue un foro con una punta di trapano da 20-35 mm e viene inserita una cannula endoscopica attrezzata con una videocamera per la ripresa video e fotografica, che permette di leggere la reale condizione della muratura. La prova è indicata per l'analisi della morfologia muraria, per la visione diretta della sezione muraria e per avere informazioni importanti circa la presenza di cavità (vuoti o anomalie localizzate).



Figura 2.13 - Esecuzione di indagine endoscopica

Termografia

La termografia a raggi infrarossi è una tecnica che sfrutta l'energia infrarossa emessa spontaneamente da qualsiasi corpo od oggetto. Utilizzando una strumentazione portatile costituita da una telecamera (termocamera) e da una centralina di rilevazione, permette l'osservazione dei materiali costituenti i paramenti murari, la loro struttura interna (tamponamenti, distacchi, riempimenti..) e le discontinuità presenti. Inoltre consente di localizzare e apprezzare qualitativamente la consistenza dell'umidità presente nelle strutture interne degli edifici.



Figura 2.14 - Esempio di indagine termografica

2.4 Livello di conoscenza

La conoscenza dell'edificio in muratura oggetto della verifica risulta di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali. Tali operazioni sono funzione degli obiettivi preposti e vanno ad interessare tutto o parte dell'edificio, a seconda dell'ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

L'attuale normativa (al capitolo 8 delle *“Norme tecniche per le Costruzioni” del 14 gennaio 2008* e al capitolo C8 e l'*Allegato A della circolare ll.pp. n. 617 del 2 febbraio 2009*) descrive le procedure da seguire negli edifici esistenti, nel caso in esame, per gli edifici in muratura. In particolare si deve investigare la geometria, i dettagli costruttivi e i materiali, attraverso i quali si possono così ricavare i fattori di confidenza.

2.4.1 La geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola da operazioni di rilievo in sito.

Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, volte, solai e copertura (tipologia e orditura) e scale; la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. Il tutto viene rappresentato attraverso piante, prospetti e sezioni.

Inoltre si deve rilevare anche l'eventuale quadro fessurativo, classificando ciascuna lesione secondo la tipologia (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori dal piano...), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti...). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

2.4.2 I dettagli costruttivi

Dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- Qualità del collegamento tra pareti verticali;
- Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;

- Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- Tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali) e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare,..).

2.4.3 Le proprietà dei materiali

Particolare attenzione dovrà essere riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto della “regola d’arte”.

Dalle NTC08 si riporta: *“Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni”.*

2.4.4 Fattori di Confidenza

Il livello di conoscenza del manufatto viene indicato attraverso l’introduzione di coefficienti detti Fattori di Confidenza.

In particolare vengono distinti tre Livelli di Conoscenza (LC), a cui corrispondono i relativi fattori di confidenza, che sinteticamente si possono riassumere:

- LC1 - *Conoscenza limitata*: rilievo geometrico completo; limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi; parametri meccanici desunti dalla letteratura; in assenza di dati geologici e d’informazioni storiche sulle strutture fondali, limitate indagini sul terreno e sulle fondazioni;
- LC2 - *Conoscenza adeguata*: rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esteso ed esaustivo rilievo materico e dei dettagli costruttivi; estese indagini sui parametri meccanici dei materiali; estese indagini sul terreno e sulle fondazioni;

- LC3 - *Conoscenza accurata*: rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esaustivo rilievo materico e dei dettagli costruttivi; estese ed esaustive indagini sui parametri meccanici dei materiali; sul terreno e sulle fondazioni.

Riporto in una tabella riassuntiva i fattori di confidenza (FC):

| Livello di conoscenza | Geometria | Dettagli costruttivi | Proprietà dei materiali | Metodi di analisi | FC |
|-----------------------|---|---------------------------------------|----------------------------|------------------------------------|------|
| LC1 | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo | Limitate verifiche in situ | Limitate indagini in situ | Analisi lineare statica o dinamica | 1,35 |
| LC2 | | Estese ed esaustive verifiche in situ | Estese indagini in situ | Tutti | 1,20 |
| LC3 | | Estese ed esaustive verifiche in situ | Esaustive indagini in situ | Tutti | 1,00 |

Tabella 2.3 - Valori dei fattori di confidenza (FC)

2.5 Comportamento strutturale

Una struttura in muratura portante deve essere concepita come tridimensionale, dove i vari elementi verticali e orizzontali contribuiscono alla ripartizione delle azioni. In particolare i paramenti verticali devono svolgere la duplice funzione di elementi portanti resistenti alle azioni verticali e di elementi di controventamento alle azioni orizzontali.

Molto importante è il comportamento scatolare dell'intero edificio, in modo tale da avere un legame tra tutti i vari elementi che lo compongono.

La progettazione deve quindi evidenziare in modo particolare i nodi strutturali e le connessioni tra le varie parti dell'edificio: questi elementi sono fondamentali nel contrastare l'azione sismica orizzontale facendo sì che la struttura si comporti come un corpo unico dove una parte sorregge l'altra e viceversa.

Successivamente a molti sismi passati sono stati riscontrati collassi proprio a causa della mancanza di legami tra le varie parti della struttura. Le prime fonti fotografiche ci hanno trasmesso la memoria del terremoto di Messina nel 1908: da queste testimonianze visive si può vedere (fig. 2.15 a) che, se le facciate non sono connesse attraverso tiranti o idonei incatenamenti alle pareti trasversali, avviene un ribaltamento verso l'esterno della facciata stessa con creazione di una cerniera orizzontale alla base di essa. Questo può essere definito primo modo di danno.

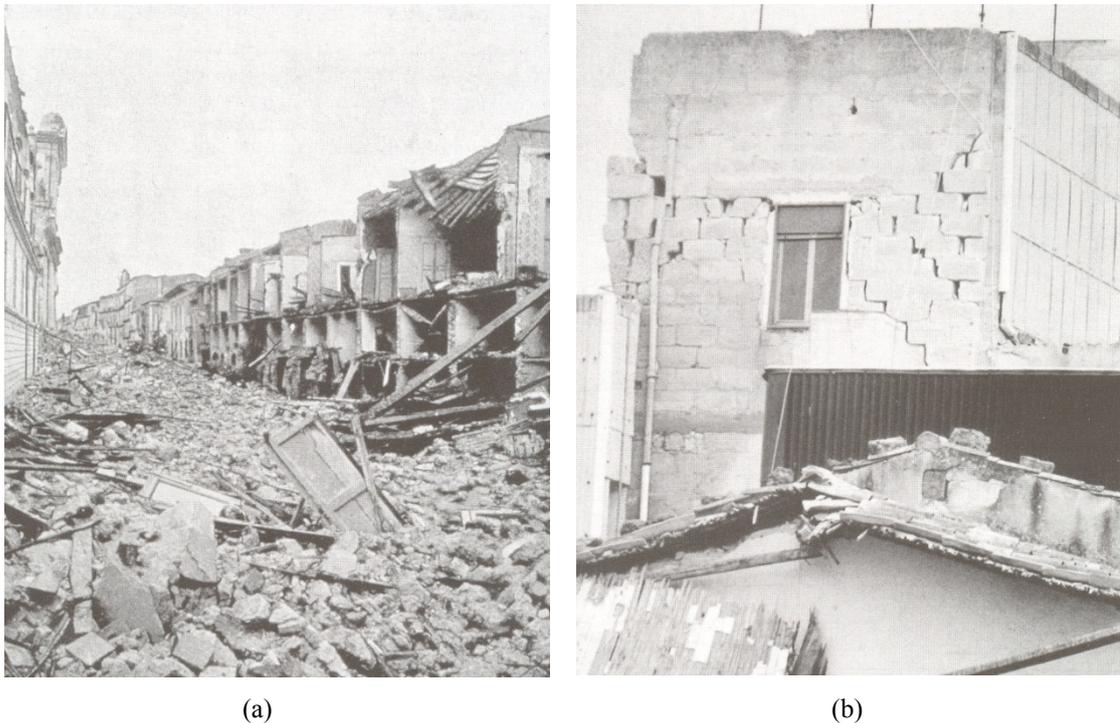


Fig. 2.15 - (a) Messina dopo il terremoto del 1908 (b) Edificio danneggiato col II modo di danno

Se invece le strutture sono dotate di buona resistenza contro il sisma, grazie quindi alle buone connessioni presenti, le pareti trasversali alla facciata subiranno danni (fig. 2.15 b) perché sollecitate lungo il loro piano, però la facciata non si ribalterà, evitando così il crollo dell'edificio. Questo può essere definito secondo modo di danno, che quindi generalmente si manifesta con lesioni più o meno marcate ma evita il crollo dell'edificio.

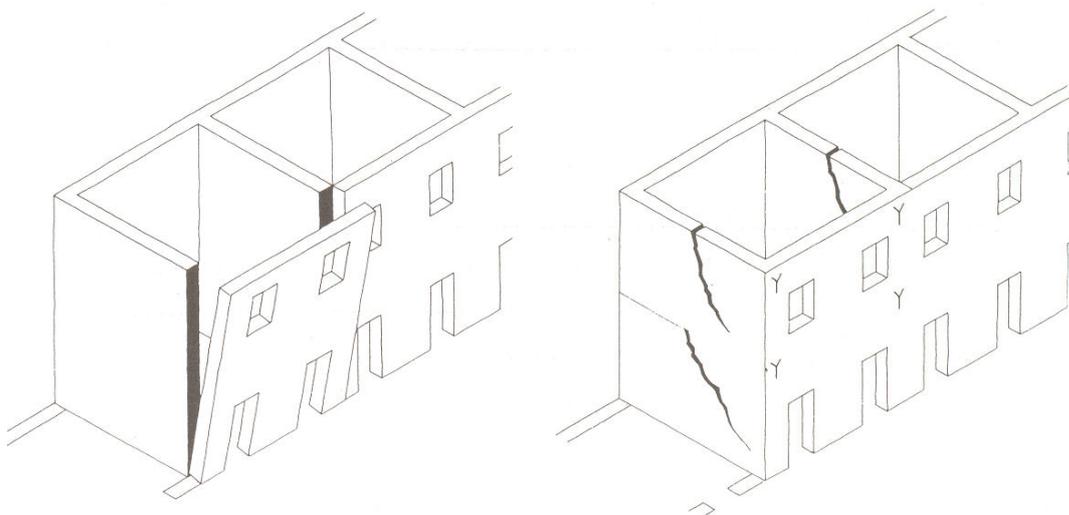


Fig. 2.16 Meccanismo di primo modo e secondo modo

Il comportamento globale di un edificio in muratura è quindi fortemente influenzato dal grado di connessione tra gli elementi strutturali, prima ancora delle loro caratteristiche intrinseche. Mancanze nei collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e orizzontamenti durante l'azione sismica, comportano una non adeguata risposta globale che permette una collaborazione tra i vari elementi e causano quindi un'errata redistribuzione delle sollecitazioni. Se ciò accade si ha una risposta pressoché indipendente della singola parete con una limitata interazione col resto della struttura. Per cui la risposta che la parete tende ad avere è caratterizzata dal comportamento fuori piano e quindi molto più vulnerabile nei riguardi dei meccanismi di primo modo.

È quindi da preferire un buon ammorsamento tra i vari elementi strutturali e connessioni puntuali eseguite attraverso l'inserimento di catene metalliche. Ciò permette di avere un comportamento globale che sfrutta maggiormente le risorse di rigidità e resistenza delle pareti nel proprio piano, riducendo così la possibile insorgenza di meccanismi di ribaltamento fuori piano. Per ridurre ulteriormente questo pericolo, è molto importante eseguire un buon collegamento con gli orizzontamenti, dato che la rigidità dei solai aiuta in maniera sostanziale il raggiungersi del comportamento scatolare. Essi infatti redistribuiscono le forze d'inerzia indotte dal sisma sugli elementi verticali assicurando la collaborazione degli elementi resistenti verticali, favorendo l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano.

I cordoli di piano aiutano anch'essi l'instaurarsi di un comportamento scatolare globale, sono disposti in sommità dell'edificio e in corrispondenza dei solai di piano ed irrigidiscono ulteriormente i solai stessi migliorando la distribuzione delle azioni orizzontali fra le pareti di controvento complanari in particolare fra un piano e l'altro.

2.6 Modellazione

La modellazione della muratura riveste un ruolo fondamentale per l'analisi in un programma di calcolo. Come già visto nei capitoli precedenti, è molto difficile cogliere il comportamento reale di una costruzione in muratura a causa di molteplici fattori, quindi modellare la schematizzazione più attinente alla realtà non è sempre facile.

Per questo, la definizione degli obiettivi, il riconoscimento delle problematiche della struttura, la comprensione della costruzione, costituiscono un presupposto imprescindibile per una modellazione "critica", finalizzata a scelte fondamentali della modellazione tra cui la scala spaziale, lo schema strutturale, il legame costitutivo, il tipo di analisi.

Tali scelte, tra le quali esiste una forte interazione, denotano la problematica della modellazione strutturale: la mediazione tra l'accuratezza del modello e la necessità di sintesi. Questa seconda esigenza non è funzionale unicamente a minimizzare l'onere computazionale della modellazione, ma anche a rendere comprensibili e controllabili i suoi risultati.

Il modello di calcolo deve quindi attuare una sintesi delle componenti della muratura e delle azioni agenti in modo da avere uno schema semplificato, ma attinente alla realtà. In particolare deve riuscire a cogliere le sollecitazioni agenti sulla struttura (N, T, M) e le deformazioni conseguenti. Come già accennato sopra, non necessariamente la modellazione deve essere il più precisa e dettagliata possibile, dipende dal tipo di "scala" che ci prefiggiamo; non è in generale vero che un maggiore dettaglio porta a migliori e più precisi risultati: modelli molto complessi potrebbero portare anche a valutazioni erronee e fuorvianti, dato che ipotesi sbagliate portano sicuramente a risultati sbagliati. È questa la vera difficoltà nella modellazione, e in generale nel lavoro di un ingegnere, e cioè riuscire a cogliere gli aspetti importanti e trascurare quelli che invece non danno contributi significativi ai risultati cui si vuole arrivare, in poche parole la difficoltà sta nell'avere una buona capacità di sintesi.

Il grafico di seguito riportato rappresenta tre tipi di strategie di modellazione. L'analisi statica non lineare (pushover) si colloca tra le due schematizzazioni estreme dell'analisi elastica-lineare e dell'analisi limite.

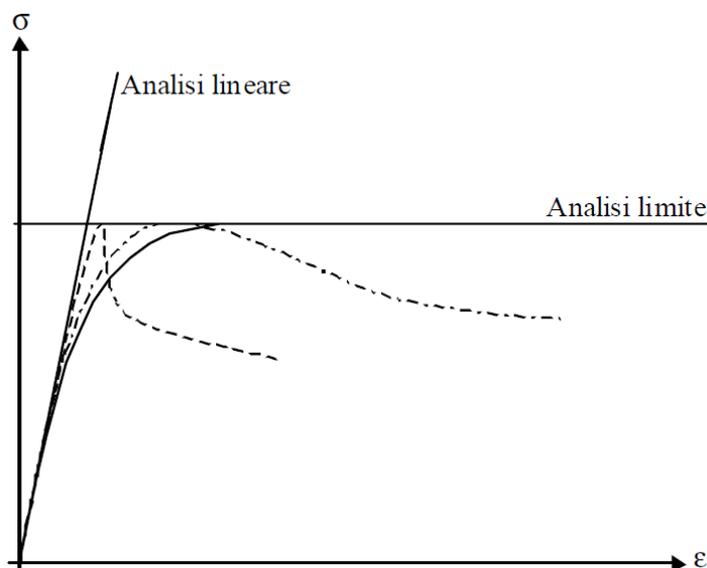


Figura 2.17 - Tre tipi di modellazione, l'analisi statica non lineare (pushover) si colloca tra le due schematizzazioni estreme dell'analisi elastica-lineare e dell'analisi limite.

La *modellazione elastico-lineare* è la più semplice e considera un comportamento lineare della struttura e carichi statici applicati ad essa. Perché il comportamento meccanico sia lineare tutti i materiali devono seguire le leggi di Hooke, gli sforzi applicati sono proporzionali alle deformazioni e quando effettuato lo scarico non ho deformazioni residue. Questa teoria presuppone anche l'ipotesi di piccoli spostamenti.

Tale modellazione è utile per una prima analisi della struttura sotto i soli carichi statici, ma non è sufficiente per investigare edifici in muratura dato che lo stesso "materiale" muratura non segue le leggi di Hooke sotto uno stato di sollecitazione rompendosi con livelli di sforzo bassi.

L'*analisi limite* non richiede la descrizione della risposta meccanica del materiale (a differenza della pushover), ma soltanto la definizione di un dominio limite oltre il quale si ipotizza che si attivino deformazioni irreversibili ed incontrollate; per cui tale analisi richiede solo ipotesi relative alla resistenza del materiale. Questo aspetto rende l'analisi limite uno strumento particolarmente significativo per le costruzioni storiche in muratura in quanto consente di definire il margine di sicurezza della struttura, indipendentemente

dalle proprietà deformative del materiale (difficilmente definibili su base sperimentale) e dalle sue caratteristiche costruttive.

La scelta dell'*analisi incrementale (pushover)*, invece, impone che la risposta del materiale venga descritta attraverso opportune leggi costitutive che mettano in relazione, in ogni istante della storia di carico, tensori delle deformazioni e tensori delle tensioni. Le ipotesi che occorre formulare sono relative sia alla resistenza che alla deformabilità del materiale. Tale analisi verrà ampiamente descritta nel capitolo successivo.

3. Analisi Pushover

3.1 Introduzione e generalità

In questo capitolo verrà descritta l'analisi Pushover utilizzata per studiare il caso in esame nel programma agli elementi finiti Straus7.

L'analisi Pushover o analisi di spinta (letteralmente pushover significa "spingere oltre") è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. L'analisi consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. Il sistema di sollecitazioni in questione deve simulare nel modo più realistico possibile gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale. Tali effetti, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze applicato alla struttura dovrebbe cambiare durante l'analisi per fornire un adattamento della distribuzione delle sollecitazioni al livello di danneggiamento della struttura (pushover adattivo).

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

La Pushover consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità (vedi Figura 3.3), che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema Single Degree Of Freedom (SDOF) equivalente. L'analisi di spinta è particolarmente intuitiva nei sistemi SDOF, dato che sono schematizzabili da un semplice pendolo composto da una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidità k e collegato ad un elemento, privo di massa e rigidità, responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata del sistema è definita quindi da un unico

parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale u in Figura 3.1).

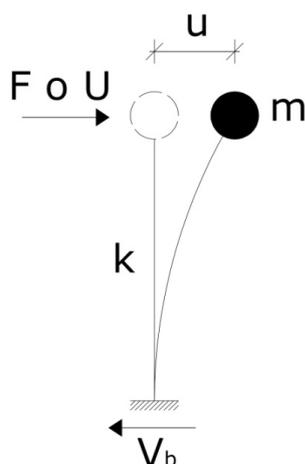


Figura 3.1 - Schematizzazione di sistema ad un grado di libertà (SDOF)

In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento U o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$U = \alpha \cdot u \quad (3.1)$$

$$F = \beta \cdot f \quad (3.2)$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di u o f , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame.

Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di U o F che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa u :

- nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m): $V_b=F$ e $u=U$ essendo U lo spostamento di m prodotto da F ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti (U è lo spostamento applicato ad m): $u=U$ e $V_b=F$ essendo F la reazione vincolare risultante;

Nel caso di sistemi Multi Degrees Of Freedom (MDOF), l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene eccitata applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (Figura 3.2) e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento. La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo che generalmente è scelto come punto più alto della struttura, per esempio coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura.

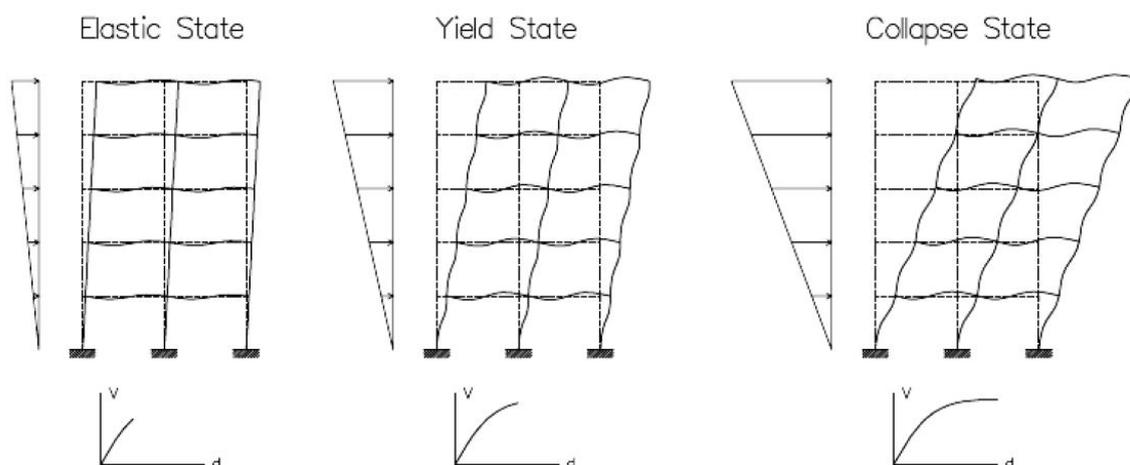


Figura 3.2 - Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio con relative deformate e curve di capacità

In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti $\mathbf{U} = (U_1, U_2 \dots U_j \dots U_n)^T$ o di forze $\mathbf{F} = (F_1, F_2 \dots F_j \dots F_n)^T$ a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma \mathbf{u} o \mathbf{f} moltiplicato per un fattore di scala α o β :

$$\mathbf{U} = \alpha \cdot \mathbf{u} \tag{3.3}$$

$$\mathbf{F} = \beta \cdot \mathbf{f} \tag{3.4}$$

dove $\mathbf{u} = (u_1, u_2 \dots u_i \dots u_n)^T$ e $U_i = \alpha \cdot u_i$ è lo spostamento del piano i -esimo oppure $\mathbf{f} = (f_1, f_2 \dots f_i \dots f_n)^T$ e $F_i = \beta \cdot f_i$ è la forza di piano i -esima.

Per descrivere il comportamento del sistema attraverso un legame scalare forza-spostamento (detto curva di capacità) si scelgono comunemente il taglio alla base e lo spostamento U_j del piano j -esimo come ad esempio quello in sommità u .

Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando un sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterato (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), quindi applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto. Inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi anelastiche stabili con controllo di forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un eventuale comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidzze molto piccole, per ciò può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura "libera" di deformarsi a fronte dell'evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti.

Comunque, l'approccio basato sulle forze è quello che ha attirato maggiormente l'interesse perché di facile implementazione su tutti i più comuni programmi di calcolo come Straus7 utilizzato in questa trattazione.

Infine lo scopo principale dell'analisi statica non lineare nella progettazione antisismica, secondo gli standard dei nuovi codici normativi europei ed internazionali, è quello di evitare analisi dinamiche, computazionalmente molto onerose e di non facile esecuzione, attraverso la formulazione di una procedura in grado di riprodurre i risultati in modo sufficientemente rappresentativo, che permetta di cogliere gli aspetti principali del comportamento dinamico di una struttura.

L'analisi dinamica non lineare è dunque il metodo migliore per cogliere in modo accurato la risposta all'azione sismica dell'edificio esaminato sottoposto ad un terremoto naturale o artificiale. Tuttavia, nella normale progettazione, risulta uno strumento di non facile utilizzo e quindi è preferibile utilizzarlo nella progettazione di casi particolari.

Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della curva di capacità della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (u) (Figura 3.3), che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema di fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema SDOF, l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza k o dalla flessibilità k^{-1} del sistema, che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema:

$$F = k(U) \quad \text{oppure} \quad V_b = k(u) \quad (3.5)$$

$$U = k^{-1}(F) \quad \text{oppure} \quad u = k^{-1}(V_b) \quad (3.6)$$

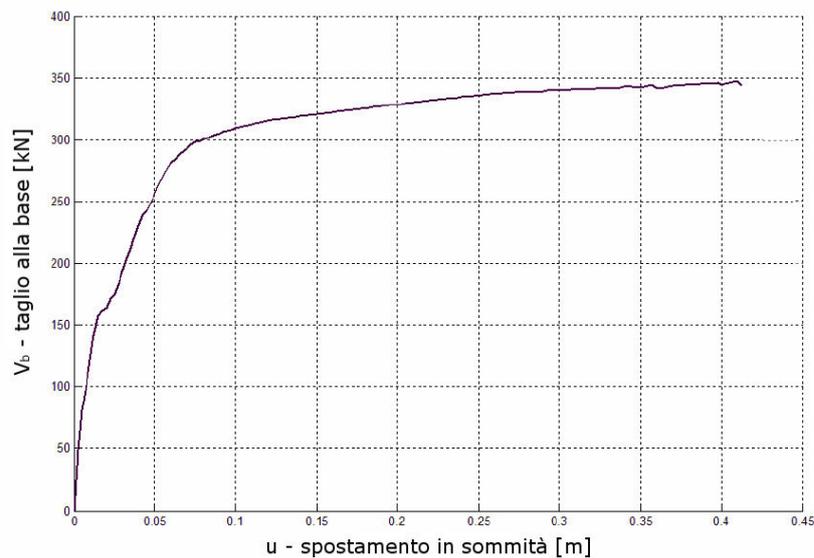


Figura 3.3 - Esempio di curva di capacità

Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi ai sistemi SDOF caratterizzati entrambi da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare. La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti.

La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi

descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF, che può ragionevolmente definirsi equivalente, dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

Quando un terremoto induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale (Figura 3.4).

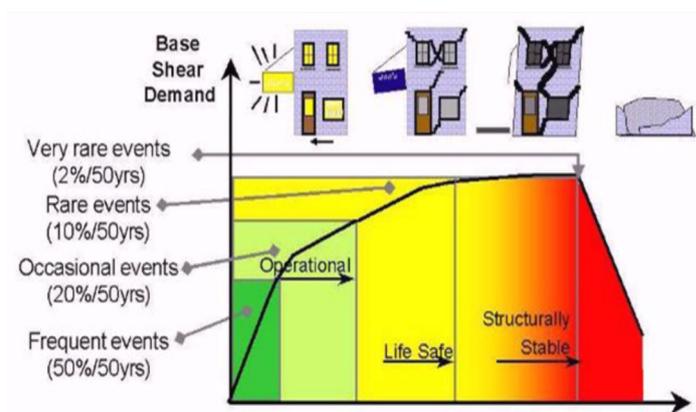
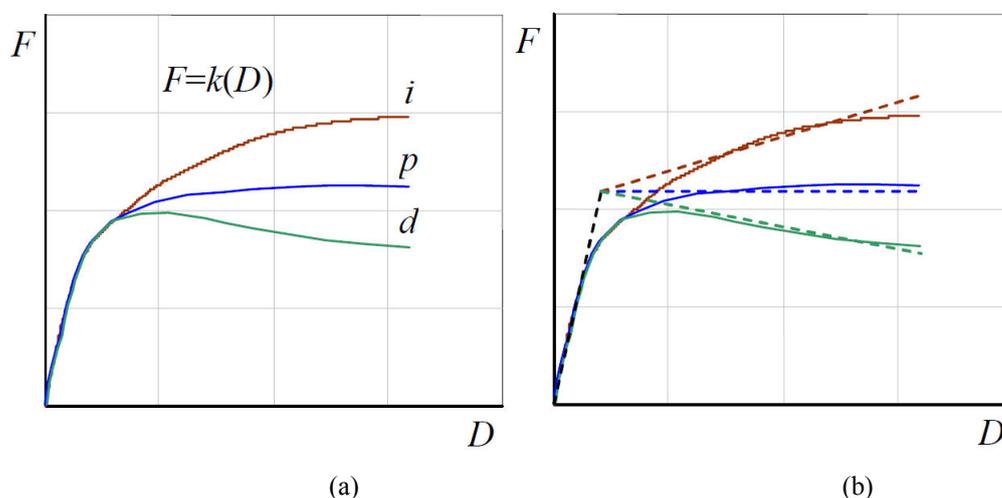


Figura 3.4 - Curva di capacità legata al danno strutturale

La curva di capacità può essere semplificata linearizzando a tratti il suo andamento adottando approssimazioni bilineari o trilineari.



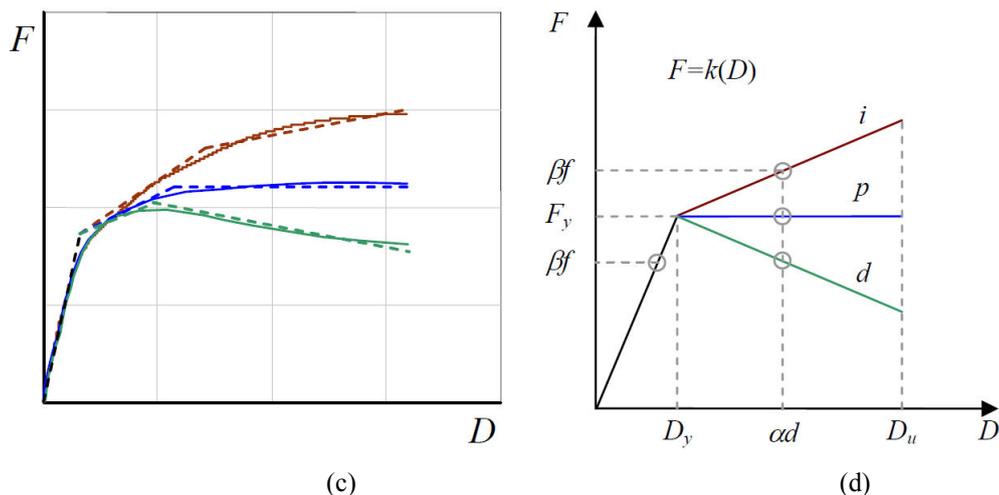


Figura 3.5 - Esempio di curva di capacità (a), relativa linearizzazione bilineare (b-d) e trilineare (c)

Non esiste un unico metodo di linearizzazione per cui le curve ricavate possono essere molteplici. Si deve però cercare di seguire il più possibile l'andamento curvilineo originario in modo da attuare un'approssimazione il più possibile accurata.

Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*) come mostrato in Figura 3.5-d.

In particolare l'analisi pushover è utilizzata nel *metodo del Capacity Spectrum* che viene di seguito illustrato.

3.2 Metodo del Capacity Spectrum

Il Capacity Spectrum Method (CSM), proposto per la prima volta da Freeman nel 1975 e 1978, è una procedura di analisi statica non lineare per valutare lo spostamento massimo atteso in una struttura sottoposta ad un evento sismico assegnato.

Tale azione sismica, detta richiesta sismica, è definita attraverso uno spettro di risposta elastico; il comportamento strutturale è rappresentato da una curva forza-spostamento, detta curva di capacità, che definisce il comportamento della relativa struttura SDOF equivalente. Per valutare lo spostamento atteso si determina sulla curva di capacità lo spostamento compatibile con la richiesta sismica attraverso la domanda sismica nel formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), descrivendo quindi la curva di capacità e lo spettro di risposta in termini di accelerazioni e spostamenti spettrali. Attraverso questa trasformazione, il metodo del capacity spectrum rende possibile una valutazione grafica di come la struttura risponde alla sollecitazione sismica.

L'intersezione dello spettro di capacità con lo spettro di risposta individua un punto detto punto di funzionamento della struttura (*performance point*), che rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta.

Tutti i diversi metodi riguardanti il Capacity Spectrum combinano quindi l'analisi pushover di un modello a più gradi di libertà (MDOF) con l'analisi dello spettro di risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF).

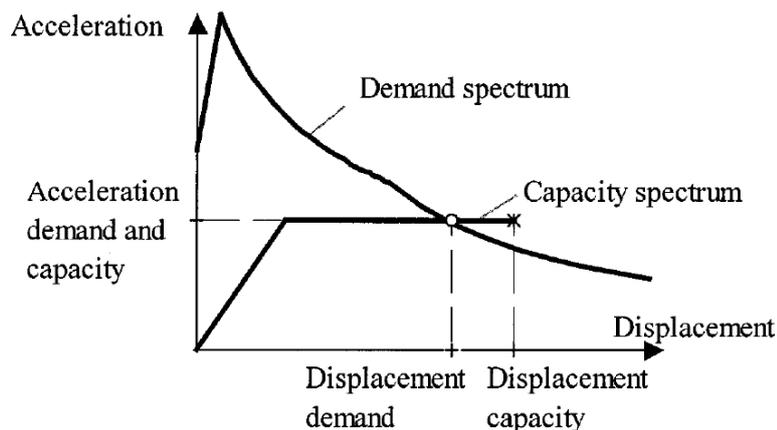


Figura 3.6 - Metodo dello spettro di capacità (Capacity Spectrum Method)

Generalmente per la rappresentazione della domanda sismica si utilizza una lunga procedura iterativa, come riportato nei codici statunitensi ATC 40 e FEMA 273 (rispettivamente metodo dello spettro di capacità e metodo del coefficiente di spostamento). Tali codici utilizzano spettri elastici sovrasmorzati (in cui si assegna un valore di smorzamento superiore a quello elastico, in funzione dello spostamento raggiunto e della dissipazione in fase non lineare, si veda Figura 3.7).

Un metodo innovativo, l'*N2* di *Fajfar*, non utilizza lunghe procedure iterative e quindi velocizza notevolmente i calcoli della domanda sismica dato che, a differenza dei due sopracitati, utilizza spettri anelatici, i quali sembrano essere maggiormente appropriati.

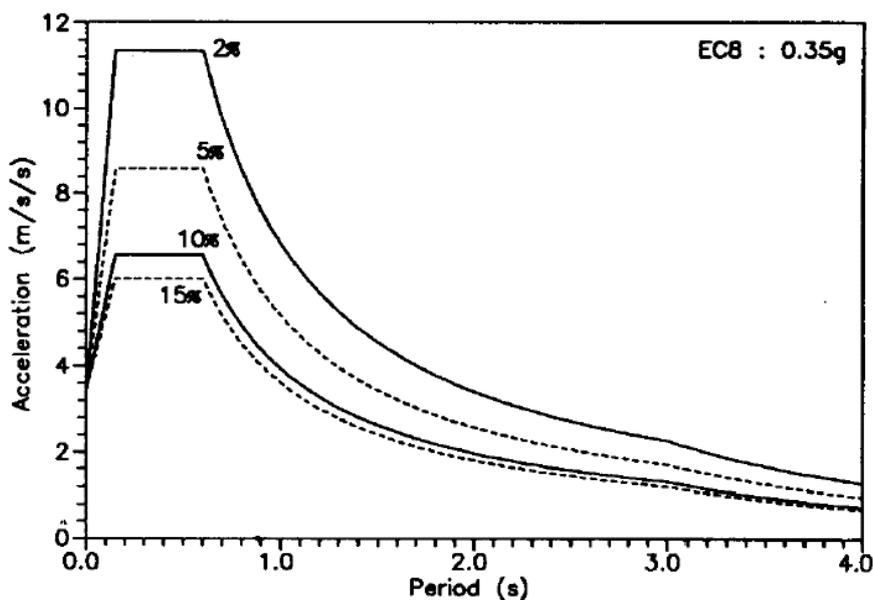


Figura 3.7 - Spettri elastici sovrasmorzati

3.3 Metodo N2 di Fajfar

3.3.1 Definizione dei dati

Tra i dati del problema vi è, in primo luogo, la definizione di un modello della struttura, piano o tridimensionale, in cui i diaframmi siano infinitamente rigidi nel piano orizzontale. Se n è il numero dei piani, i gradi di libertà risultano pari a $3n$; essi vengono raggruppati in 3 sottovettori, i quali rappresentano gli spostamenti di piano nelle direzioni orizzontali x e y e le rotazioni torsionali:

$$\bar{U}^T = [\bar{U}_x^T, \bar{U}_y^T, \bar{U}_z^T] \quad (3.7)$$

In aggiunta ai dati necessari per le usuali analisi elastiche, sono richieste anche le relazioni non lineari tra sforzi e deformazioni per elementi strutturali soggetti a carico monotono (per esempio, un modello di elemento potrebbe essere una trave con plasticità concentrata agli estremi e una relazione bilineare o trilineare tra momento e rotazione).

Già da questi primi aspetti, riguardanti i dati da considerare nell'analisi, è possibile quindi comprendere come il metodo in questione sia stato concepito soprattutto in riferimento a strutture a telaio.

Un ultimo aspetto da considerare è la definizione della domanda sismica, in genere nella forma di uno spettro elastico di accelerazione, in cui l'accelerazione spettrale è data come una funzione del periodo naturale della struttura.

3.3.2 Domanda sismica nel formato ADRS

È possibile modificare lo spettro accelerazione-periodo, nello spettro anelastico accelerazione- spostamento, si veda figura 3.8 seguente.

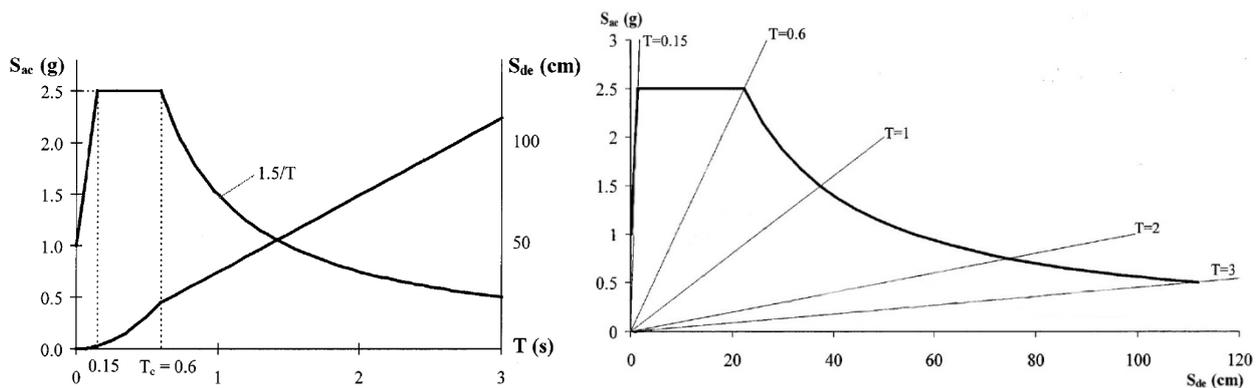


Figura 3.8 - Spettri elastici accelerazione-spostamento in formato tradizionale (a) e in formato ADRS (b)

Per un sistema SDOF, ad un grado di libertà, vale:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.8)$$

dove S_{ac} e S_{de} sono i valori dell'accelerazione e dello spostamento nello spettro elastico, corrispondenti a un periodo T e a un fissato coefficiente di smorzamento viscoso.

Per un sistema inelastico a un grado di libertà SDOF con una relazione bilineare tra sforzo e deformazione, lo spettro di accelerazione (S_a) e di spostamento (S_d) possono essere determinati nel modo seguente:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.9)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.10)$$

dove μ è il fattore di duttilità, definito come il rapporto tra lo spostamento massimo e lo spostamento a snervamento, e R_μ è il fattore di riduzione dovuto alla duttilità, il quale tiene conto della dissipazione isteretica dell'energia nelle strutture duttili. Si noti che R_μ differisce dal fattore di struttura R (indicato più comunemente q) per il fatto che quest'ultimo tiene in conto anche della sovraresistenza R_s (in pratica si ha che $R = R_\mu R_s$). Numerose proposte sono state fatte a proposito del fattore di riduzione R_μ ; per il metodo N2 in questione, si utilizza uno spettro bilineare per il fattore di riduzione proposta da Vidic et al. (1994):

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (3.11)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (3.12)$$

in cui T_c è generalmente definito come il periodo di transizione tra il segmento dello spettro di risposta ad accelerazione costante (intervallo dei periodi medio-corti) ed il segmento a velocità costante (periodi medio-lunghi). Dalle due relazioni suddette emerge che nel campo dei periodi medio-lunghi vale la regola dell'ugual spostamento, nel senso che lo spostamento del sistema anelastico è pari a quello del corrispondente sistema elastico con ugual periodo.

Pertanto, a partire dallo spettro elastico ed utilizzando le relazioni mostrate, può essere ottenuto lo spettro di domanda anelastico nel formato ADRS al variare dei fattori di duttilità, come è mostrato in figura 3.9.

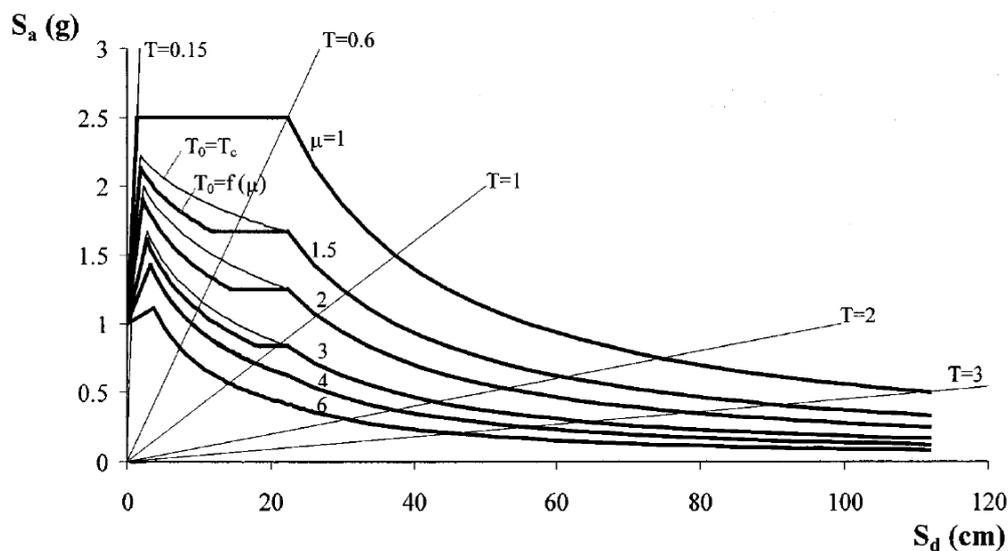


Figura 3.9 - Spettro di domanda anelastico nel formato ADRS al variare dei fattori di duttilità

Seguendo con gli step del metodo N2 di Fajfar, si esegue ora l'analisi di Pushover.

3.3.3 Analisi Pushover

Come già accennato in precedenza, l'analisi Pushover è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata forza applicata e consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze prestabilito. Il sistema di forze in questione deve simulare nel modo più realistico possibile gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale.

In particolare, le norme (*EC8, Ord. n. 3274 al punto 4.5.4.2 e NTC08 al punto 7.3.4.1*) suggeriscono di applicare a ciascun modello piano considerato, due diverse distribuzioni di forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse dei vari piani:

- Una distribuzione di forze proporzionali alle masse
- Una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare del sistema considerato elastico.

Per quanto riguarda la seconda distribuzione, il vettore dei carichi, che generalmente consiste nelle componenti nelle tre direzioni (forze in x, y e momenti torcenti), ha la forma:

$$\bar{P} = p\bar{\Psi} = p\tilde{M}\bar{\Phi} \quad (3.13)$$

dove \tilde{M} è la matrice delle masse, l'entità dei carichi orizzontali è controllata da p e $\bar{\Psi}$ è la distribuzione delle forze laterali correlata alla forma di spostamento assunta $\bar{\Phi}$. Si noti che l'espressione sopra riportata, contenuta nella formulazione del metodo N2, in generale non implica alcuna restrizione riguardante la distribuzione dei carichi orizzontali (può essere considerata qualsiasi forma modale). Generalmente $\bar{\Phi}$ consiste in tre componenti non nulle (due direzioni orizzontali e una rotazione torsionale); la procedura può essere sostanzialmente semplificata applicando i carichi orizzontali solo in una direzione:

$$\bar{\Phi}^T = [\bar{\Phi}_x^T, \bar{0}^T, \bar{0}^T] \quad (3.14)$$

Dalle relazioni suddette segue che la forza orizzontale applicata nella direzione x all' i -esimo piano è proporzionale alla componente $\Phi_{x,i}$ della forma di spostamento assunta $\bar{\Phi}_x$, pesata dalla massa di piano m_i :

$$P_{x,i} = pm_i \Phi_{x,i} \quad (3.15)$$

Questa relazione ha un certo significato fisico: se la forma di spostamento assunta fosse uguale alla forma modale e costante durante il sisma (ad esempio se il comportamento strutturale fosse elastico), allora la distribuzione delle forze laterali scelta sarebbe uguale alla distribuzione esatta delle forze sismiche. Nel campo anelastico, comunque, la forma di spostamento in genere cambia nel tempo e l'equazione rappresenta quindi un'approssimazione; nonostante ciò, essa permette che la trasformazione da sistema MDOF ad SDOF e viceversa (si vedano i paragrafi successivi) segua da semplici formule matematiche nel campo sia elastico che anelastico (non sono richieste ulteriori approssimazioni, come nel caso di altre procedure semplificate).

3.3.4 Sistema SDOF equivalente e curva di capacità

Nel metodo N2, la domanda sismica è determinata attraverso l'uso di spettri di risposta e il comportamento anelastico viene tenuto in conto esplicitamente. Conseguentemente, la struttura può, in principio, essere modellata come un sistema a un grado di libertà. Diverse procedure sono state studiate per determinare le caratteristiche del sistema equivalente SDOF. Una di queste, utilizzata nell'ultima versione del metodo N2 e adottata dall'*EC8* e dall'*Ordinanza n. 3274 (punto 4.5.4.3)*, viene discussa in seguito. Il punto di partenza è l'equazione del moto di un modello strutturale 3D (con $3n$ gradi di libertà) di una costruzione a più piani:

$$\tilde{M}\ddot{U} + \bar{R} = -\tilde{M}\bar{s}a \quad (3.16)$$

in cui \bar{U} è il vettore che rappresenta spostamenti e rotazioni, \bar{R} è il vettore delle forze interne, a è l'accelerazione al suolo come funzione del tempo e \bar{s} è il vettore che definisce la direzione del sisma. Nel caso di sisma in una direzione, per esempio x , il vettore \bar{s} è costituito da un sottovettore unità e da due sottovettori uguali a zero:

$$\bar{s} = [\bar{1}^T, \bar{0}^T, \bar{0}^T] \quad (3.17)$$

Nel metodo il sisma viene applicato indipendentemente nelle due direzioni orizzontali e, pertanto, devono essere eseguite due analisi separate con due differenti vettori \bar{s} .

Per semplicità, lo smorzamento non viene incluso nella procedura: della sua influenza ne verrà tenuto conto nell'ambito della definizione dello spettro di progetto.

Si assume che la forma di spostamento $\bar{\Phi}$ rimanga costante e non cambi durante la risposta della struttura al sisma; il vettore degli spostamenti è definito come:

$$\bar{U} = \bar{\Phi} D_t \quad (3.18)$$

in cui D_t è lo spostamento, dipendente dal tempo, in sommità della struttura. Il vettore $\bar{\Phi}$, per convenienza, viene normalizzato in modo che la componente in sommità sia pari all'unità.

Dalle equazioni della statica, le forze interne \bar{R} sono uguali alle forze esterne applicate \bar{P} , ossia:

$$\bar{P} = \bar{R} \quad (3.19)$$

Introducendo le espressioni suddette nell'equazione del moto (3.16) e premoltiplicando per $\bar{\Phi}^T$, si ottiene:

$$\bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{\Phi} \ddot{D}_t + \bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{\Phi} \dot{p} = -\bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{s} a \quad (3.20)$$

Dopo aver moltiplicato e diviso a primo membro per $\bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{s}$, l'equazione del moto del sistema equivalente a un grado di libertà può essere scritta nella seguente maniera:

$$m^* \ddot{D}^* + F^* = -m^* a \quad (3.21)$$

in cui m^* è la *massa equivalente* del sistema SDOF:

$$m^* = \bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{s} \quad (3.22)$$

la quale dipende dalla direzione del sisma. Considerando la direzione x , ad esempio, si ha:

$$m_x^* = \sum m_i \Phi_{x,i} \quad (3.23)$$

D^* e F^* sono spostamento e forza del sistema SDOF equivalente:

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (3.24)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (3.25)$$

Il tagliante totale V alla base del modello MDOF, nella direzione del sisma viene definito come:

$$V = \bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{s} p = p m^* \quad (3.26)$$

Nel caso di sisma nella direzione x , si hanno le seguenti relazioni:

$$V_x = \sum p m_i \Phi_{x,i} = \sum P_{x,i} \quad (3.27)$$

La costante Γ , detta *coefficiente di partecipazione*, controlla la trasformazione dal modello MDOF a quello SDOF e viceversa. Essa viene definita nel seguente modo:

$$\Gamma = \frac{\bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{s}}{\bar{\Phi}^T \tilde{M} \bar{\Phi}} = \frac{m^*}{L^*} \quad (3.28)$$

Si noti che m^* dipende dalla direzione del sisma; conseguentemente, anche Γ , D^* ed F^* . Nel caso, per esempio, di moto sismico in direzione x (3.17) e assumendo una forma di spostamento con componenti non nulle in un'unica direzione (3.14), si ha:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_{x,i}}{\sum m_i \phi_{x,i}^2} \quad (3.29)$$

Si noti ancora una volta che $\bar{\Phi}$ è normalizzato (la componente in sommità dell'edificio è pari all'unità) e che qualsiasi ragionevole forma di spostamento può essere adottata per $\bar{\Phi}$ (di norma si può assumere il primo modo).

La costante Γ viene utilizzata per la trasformazione sia di forze che di spostamenti: come conseguenza di ciò, è possibile ottenere la relazione F^*-D^* per il sistema SDOF solamente cambiando la scala agli assi del grafico $V-D_t$ determinato per il sistema MDOF (Figura 3.10); inoltre, la rigidezza iniziale risulta la medesima in entrambi i casi.

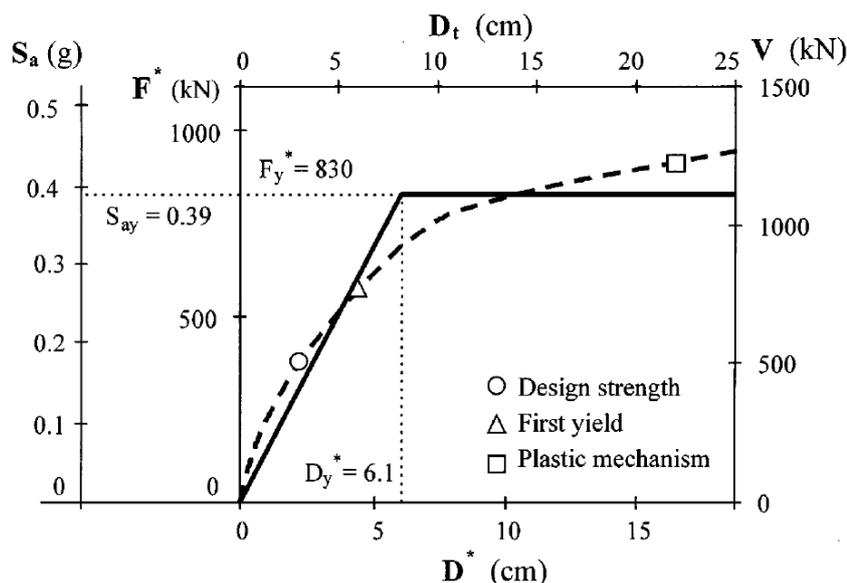


Figura 3.10 - Esempio di relazione forza-spostamento per il sistema MDOF ($V-D_t$) e SDOF (F^*-D^*)

Ai fini della determinazione di un legame semplificato (elastico – perfettamente plastico) per il sistema SDOF, devono essere utilizzati criteri di tipo ingegneristico; i codici normativi forniscono alcune indicazioni utili. Per esempio, nell'*EC8* e nell'*Ordinanza 3274* viene suggerita un'idealizzazione bilineare basata sul principio di ugual energia (Figura 3.11).

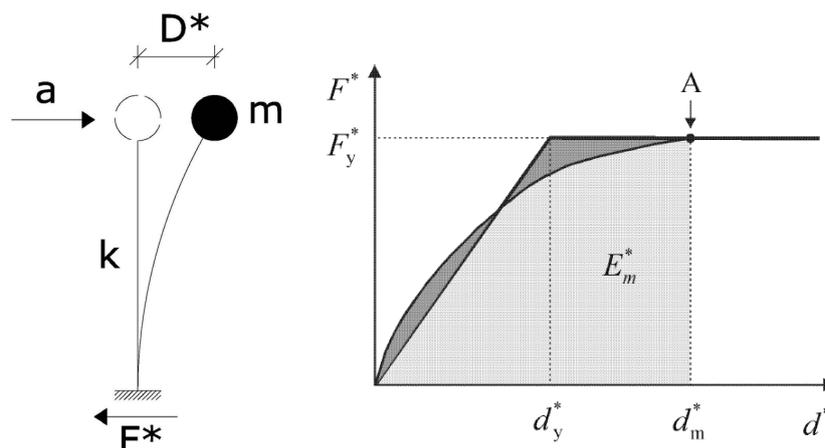


Figura 3.11 - Sistema e diagramma bilineare equivalente. Nel punto A si ha meccanismo plastico.

In via di principio, sarebbe necessaria una procedura iterativa: la domanda di spostamento dipende dalla rigidezza equivalente la quale, a sua volta, è funzione dello spostamento corrispondente alla soluzione del problema. Nelle norme citate, basandosi sull'uguaglianza dell'energia, per risalire alla rigidezza equivalente si fa riferimento allo spostamento correlato alla formazione di un meccanismo plastico. Questo approccio, in generale, propone una stima conservativa della domanda di spostamento; se ci si aspetta che questa risulti molto minore dello spostamento ultimo, sarebbe ragionevole basare la regola di ugual energia su uno spostamento inferiore, il quale fornisce una maggiore rigidezza equivalente. Le norme attuali italiane (NTC08) propongono invece: *“La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.”*

Il metodo N2 prevede che la rigidezza post-snervamento sia nulla, ossia che il sistema equivalente abbia un comportamento elastico-perfettamente plastico. L'effetto di un incrudimento modesto viene tenuto conto nello spettro di domanda; esso, comunque, non ha un'influenza rilevante.

Il periodo elastico T^* del sistema bilineare equivalente idealizzato si ottiene dalla seguente espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (3.30)$$

in cui F_y^* e D_y^* sono, rispettivamente, forza e spostamento allo snervamento.

Infine, la curva di capacità nel formato accelerazione-spostamento (ADRS) si ottiene dividendo i valori delle forze nel diagramma F^*-D^* per la massa equivalente m^* :

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (3.31)$$

3.3.5 Domanda sismica per il sistema SDOF equivalente

La domanda sismica per il sistema SDOF equivalente può essere determinata utilizzando la procedura grafica illustrata nelle figure 3.12 - 3.13. L'intersezione tra il prolungamento della linea corrispondente al periodo elastico T^* del sistema bilineare equivalente e lo spettro di domanda elastica S_{ae} definisce la domanda di accelerazione (e la corrispettiva domanda di spostamento) richiesta al sistema indefinitamente elastico. L'accelerazione allo snervamento S_{ay} rappresenta la capacità del sistema anelastico. Il fattore di riduzione R_μ è dato dal rapporto tra le accelerazioni corrispondenti ai sistemi elastico e anelastico:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (3.32)$$

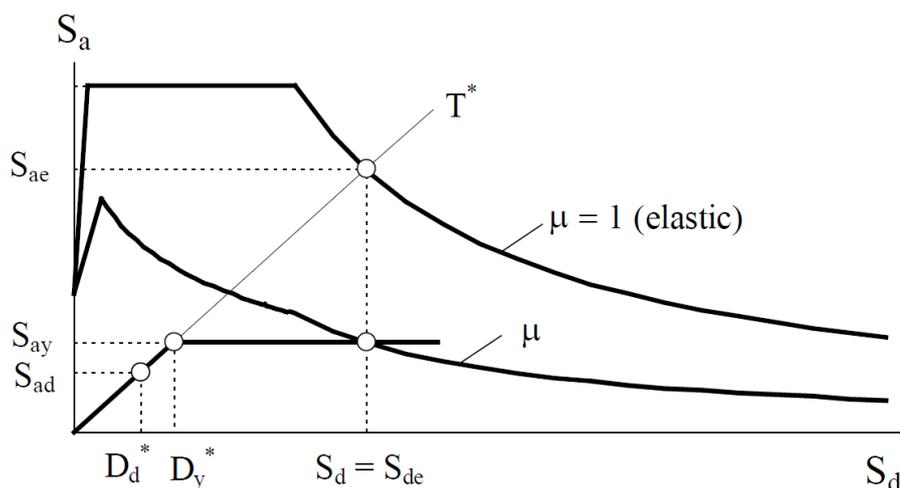


Figura 3.12 - Confronto tra spettro di domanda anelastico e curva di capacità (T medio-corti)

Com'è già stato evidenziato, il fattore di riduzione dovuto alla duttilità R_μ differisce dal fattore di struttura R (indicato più comunemente q) per il fatto che quest'ultimo tiene in conto sia della dissipazione d'energia sia della sovraresistenza; pertanto, l'accelerazione di progetto S_{ad} è tipicamente minore dell'accelerazione a snervamento S_{ay} (Figura 3.12).

Se il periodo elastico T^* risulta maggiore o uguale a T_c , vale la regola dell'ugual spostamento (lo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello del sistema elastico di pari periodo); dalla similitudine dei triangoli in figura 3.12 segue che la domanda di duttilità $\mu = \frac{S_d}{D_y^*}$ è pari al fattore di riduzione:

$$S_d = D_{max}^* = S_{de}(T^*) \quad T^* \geq T_c \quad (3.33)$$

$$\mu = R_\mu \quad (3.34)$$

Se il periodo elastico T^* risulta minore di T_c , la domanda di duttilità e di spostamento (quest'ultima maggiore di quella del corrispondente sistema elastico, Figura 3.13) possono essere calcolate come:

$$S_d = D_{max}^* = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad T^* < T_c \quad (3.35)$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad (3.36)$$

In entrambi i casi ($T^* < T_c$ e $T^* \geq T_c$), la domanda inelastica in termini di accelerazione e spostamento corrisponde al punto di intersezione (*performance point*) della curva di capacità con lo spettro di domanda corrispondente alla domanda di duttilità μ . In questo punto, il fattore di duttilità determinato dalla curva di capacità e quello associato allo spettro di domanda sono uguali.

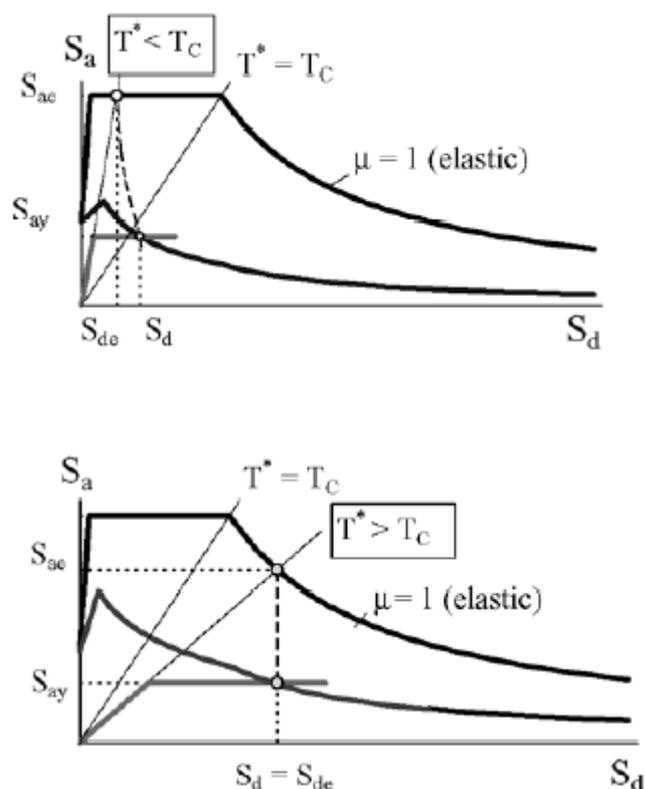


Figura 3.13 - Determinazione della domanda di spostamento per periodi medio-corti (a) e medio-lunghi (b)

3.3.6 Domanda sismica globale e locale per il sistema MDOF

Una volta nota la domanda di spostamento S_d (ossia D_{max}^*) per il modello SDOF, è possibile calcolare lo spostamento massimo $D_{t,max}$ del punto di controllo del modello MDOF invertendo l'equazione (3.24):

$$D_{t,max} = \Gamma S_d = \Gamma D_{max}^* \quad (3.37)$$

Quindi, si può verificare che durante l'analisi sia stato raggiunto un valore di spostamento D_t almeno pari a $D_{t,max}$. E' buona norma aver spinto l'analisi fino al superamento dello stato limite oggetto della verifica, in genere eccedendolo del 150% circa.

Una volta noto lo spostamento massimo del punto di controllo si conosce dall'analisi la configurazione deformata ed è pertanto possibile eseguire la verifica dell'edificio, in particolare controllando la compatibilità degli spostamenti in quegli elementi che presentano un comportamento duttile e delle resistenze in quegli elementi che hanno un comportamento fragile.

Infine, si ricorda che per modelli tridimensionali devono essere eseguite due separate analisi pushover nelle due direzioni orizzontali; sui risultati rilevati (spostamenti, movimenti relativi tra i piani, rotazioni nei nodi e nei collegamenti, sollecitazioni negli elementi fragili), ottenuti dalle analisi indipendenti, può essere eseguita la combinazione quadratica (SRSS).

3.3.7 Approssimazioni e limiti del metodo N2

Il metodo esposto, essendo una procedura semplificata, è necessariamente soggetto a diverse restrizioni. Le due principali fonti di approssimazioni e limitazioni, sono rappresentate soprattutto dall'analisi pushover e dalla determinazione della domanda di spostamento.

L'analisi pushover è basata su un'assunzione molto restrittiva, ossia che la forma di spostamento sia indipendente dal tempo. Ciò risulta inaccurato per strutture dove i modi superiori sono significativi e le caratteristiche dinamiche cambiano dopo la formazione del primo meccanismo plastico locale. Una possibilità pratica, per rimediare parzialmente a tale limitazione, sarebbe quella di adottare due differenti forme di spostamento e fare l'involuppo dei risultati, avvalendosi di una variazione della metodologia detta *Modal pushover* (Paret et al., 1996; Chopra & Goel, 2002). Un'altra possibilità, molto più complessa e decisamente onerosa, sarebbe quella di usare una procedura in cui la distribuzione di forze laterali cambia ad ogni passo dell'analisi, chiamata *Adaptive pushover* (Gupta & Kunnath, 2000; Magenes, 2000; Elnashai, 2001; Antoniou et al., 2002).

Un'altra fonte di inaccuratezze è la determinazione della domanda di spostamento per il sistema SDOF equivalente; nel caso venga adottato uno spettro anelastico, essa dipende dal periodo iniziale del sistema e dallo spettro. Il periodo elastico del sistema SDOF equivalente non è univocamente determinato, in quanto dipende dall'idealizzazione bilineare della curva pushover, la quale è basata per lo più su giudizio ingegneristico. Inoltre, lo spettro anelastico utilizzato in tale metodo è basato, nel campo dei periodi medio-lunghi, sulla regola di ugual spostamento la quale, in generale, è valida per strutture su siti compatti (Miranda & Bertero, 1994) e con cicli d'isteresi stabili e completi (Vidic et al., 1994; Gupta & Krawlinker, 2000). Tale regola, però, potrebbe fornire spostamenti anelastici troppo piccoli nel caso di sisma in prossimità della faglia (Baez & Miranda, 2000), per cicli d'isteresi con significativo *pinching* o rilevante

deterioramento di rigidezza e resistenza (*Rahnama & Krawlinker, 1993*). In questi casi particolari, dovrebbero essere usati spettri anelastici modificati con opportuni fattori di correzione (*Fajfar, 1992*).

Nel caso di strutture con periodi piccoli, la sensitività dei valori degli spostamenti anelastici (maggiori di quelli elastici) al variare dei parametri strutturali è più accentuata rispetto al caso dei periodi medio-lunghi. Pertanto, le stime degli spostamenti risultano meno accurate nel campo dei periodi medio-corti; ciò non appare comunque problematico, in quanto le grandezze in gioco risultano piccole e tipicamente non governano il progetto.

Nell'eventualità in cui il metodo venga applicato a modelli strutturali tridimensionali, esso non risulta particolarmente appropriato per strutture torsionalmente flessibili. In questo caso, infatti, la struttura non vibra secondo il solo modo fondamentale, ma diversi modi risultano significativi nella risposta complessiva. Il problema può essere parzialmente risolto con un'adeguata scelta di due effettive eccentricità: l'involuppo dei risultati delle due analisi pushover può dare risultati prossimi a quelli delle analisi dinamiche (*Fajfar, 2002*).

Infine, i metodi semplificati normalmente non considerano l'effetto dell'accumulo del danneggiamento; per tenere in conto questo aspetto è possibile aumentare la domanda sismica (*Cosenza & Manfredi, 1992; Chai et al., 1998*), ovvero ricorrere a particolari parametri (*McCabe & Hall, 1989; Fajfar, 1992*).

4. Caso di Studio - Palazzo Valloni

4.1 Storia e descrizione

Il caso di studio è la struttura del Palazzo Valloni, ospitante il cinema Fulgor, sito nel centro storico di Rimini, in Corso d'Augusto 162, nelle vicinanze di piazza Cavour. Fu di proprietà dei nobili fratelli Demofonte ed Aurelio Valloni. In seguito al terremoto, lo stabile fu ricostruito nel 1787 su disegno dell'architetto Giuseppe Valadier. Il palazzo nel corso degli anni ha subito gravi rimaneggiamenti e nel 1920 è stato adibito a cinema da Addo Cupi. Danneggiato anche nei bombardamenti della Seconda Guerra Mondiale, riporta ancora i segni in un cavedio creato da una bomba e mai più ricostruito com'era in origine.

Il cinema Fulgor fu il luogo dell'iniziazione cinematografica del regista Federico Fellini, sala da lui frequentata da ragazzo e evocata nel film *Amarcord* e nella parte iniziale del film *Roma*. Questo cinema ha quindi avuto un ruolo importante per la cinematografia italiana dell'epoca.



Figura 4.1 - Entrata del cinema Fulgor (Palazzo Valloni)

Attualmente l'edificio è in stato di abbandono, stato protratto ormai da anni; all'interno molte parti strutturali, soprattutto orizzontamenti, sono gravemente danneggiate. In particolare le parti strutturali lignee sono state attaccate da muffe e umidità a causa della cattiva situazione in cui si trova la copertura. L'intera sommità dell'edificio è stata messa in sicurezza tramite impalcature temporanee poste in prossimità dei cornicioni per evitare cadute di materiale instabile.



Figura 4.2 - Viste esterne del Palazzo Valloni (Giugno 2010)

La struttura è dislocata su quattro livelli fuori terra. La disposizione planimetrica generale è riconducibile ad una pianta trapezia irregolare sia per disposizione che per spessore delle pareti. L'intera struttura è costituita da muratura portante in mattoni pieni.



Figura 4.3 - Prospetto Palazzo Valloni su Corso d'Augusto

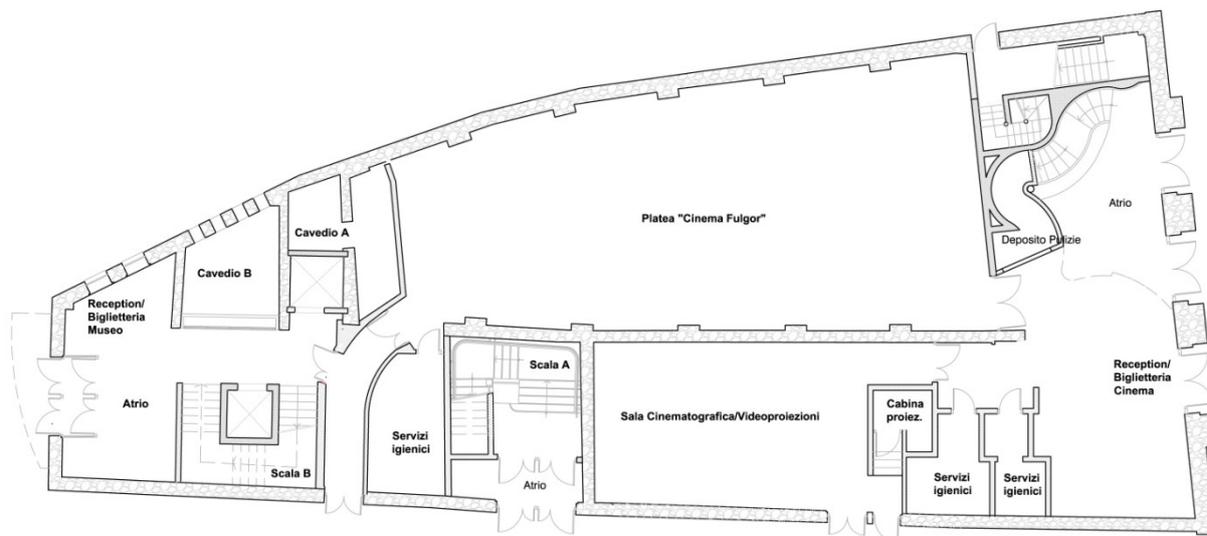


Figura 4.4 - Pianta Piano Terra Palazzo Valloni

L'edificio è composto da una struttura in muratura portante e da solai misti in legno-cls e latero-cemento. Ultimamente è stato deciso un intervento di recupero dalla ASP proprietaria dell'immobile e dal Comune di Rimini per realizzare la sede della Fondazione Federico Fellini, il Museo Fellini, la Cineteca comunale e due sale di proiezione. Attraverso l'intervento di recupero verrà modificata e rinforzata la muratura e realizzato un nuovo solaio, che diventerà un terzo piano sottotetto. Il rinforzo avverrà attraverso l'inserimento di elementi trave in acciaio S275, sia verticalmente sia orizzontalmente, i primi verranno ammortati con le murature esistenti, e i secondi posti come rinforzo delle travi in legno dei solai misti legno-cls e dei solai in latero-cemento. Verranno anche inseriti due vani ascensore in c.a. e ricostruite varie porzioni muri in c.a. all'ingresso dell'edificio, dietro la galleria della sala cinematografica.

4.2 Prove Sperimentali

Nell'edificio in esame sono state eseguite delle approfondite prove sperimentali per valutare in modo più preciso le caratteristiche fisiche e meccaniche delle strutture in muratura al fine di costruire un modello ad elementi finiti attendibile in grado di stimare la resistenza dell'edificio nei confronti delle forze sismiche.

Attraverso queste prove sono emersi vari dati dei quali elenco i principali relativi alla muratura, inseriti all'interno del programma di calcolo strutturale:

| | Mattone | Malta | Muratura |
|-------------|----------------|--------------|-----------------|
| ν | 0,125 | 0,30 | 0,15 |
| f_c [MPa] | 16 | 3,7 | 6 |
| f_t [MPa] | 2 | 1,2 | 1,2 |
| E [MPa] | 6400 | 1200 | 3200 |
| G_k [MPa] | | | 1200 |

Tabella 4.1 - Caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la muratura e della muratura stessa

Avendo modellato la muratura con la teoria di Mohr - Coulomb ricaviamo i parametri φ e c . Nel calcolo utilizzo valori di progetto, per cui divido le resistenze trovate per il coefficiente $\gamma_M = 2$.

I parametri da utilizzare nel calcolo sono quindi:

$$\varphi = \arcsen \frac{f_c - f_t}{f_c + f_t} = 41,8 \text{ deg} \quad (4.1)$$

$$c = \frac{\sqrt{f_c \cdot f_t}}{2} = 0,62 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

Per i dettagli delle prove e per tutti gli altri risultati sperimentali si rimanda all'Allegato A.

4.3 Livelli di conoscenza

Nel caso dell'edificio in esame, come già detto nel paragrafo precedente, sono state eseguite esaustive prove sperimentali ed estese ed esaustive verifiche in situ dei dettagli costruttivi. In particolare le verifiche di regolarità in pianta e in elevazione hanno evidenziato che l'edificio in esame è caratterizzato da una forte irregolarità in elevazione in termini di rigidità.

Il livello di conoscenza raggiunto è quindi il terzo (LC3); per cui nei calcoli possiamo assumere un fattore di confidenza $FC=1,00$.

4.4 Modellazione Strutturale

Per l'analisi del fabbricato è stata inserita la geometria dell'edificio attraverso il modellatore del software agli elementi finiti Straus7, in modo da creare un modello 3D della struttura in muratura (Figura 4.5). Gli elementi costitutivi utilizzati sono i *plates* per

modellare i setti murari e le *beams* per le travi dei solai di piano e di copertura.

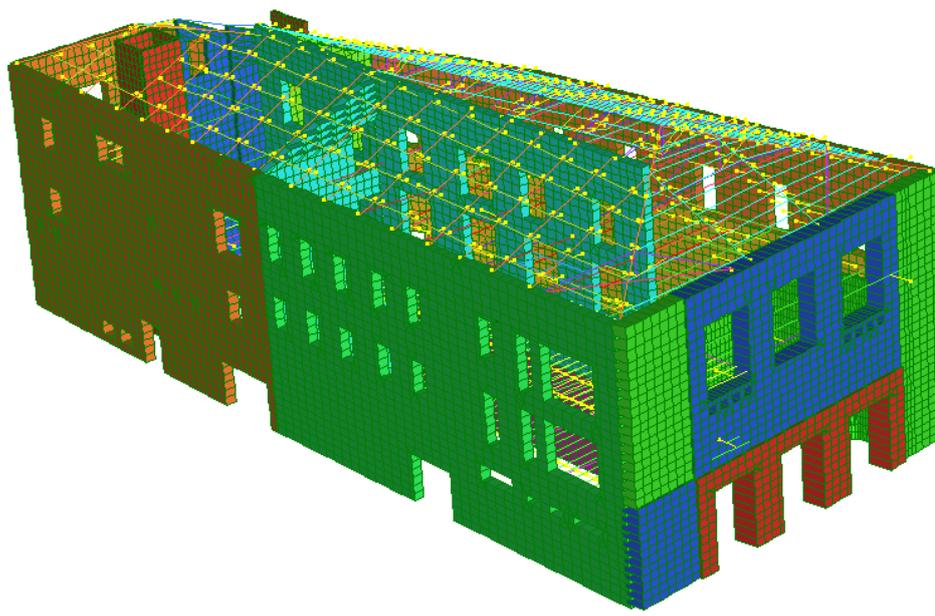


Figura 4.5 - Modello 3D del Palazzo Valloni in Straus7

Successivamente sono state inserite le caratteristiche meccaniche e geometriche caratterizzanti le diverse proprietà delle murature e degli altri materiali come legno, c.a. e acciaio componenti la struttura. Questo passaggio è fondamentale per una corretta analisi. Come già accennato al paragrafo 2.2, modellare la muratura è molto complesso; nel caso in esame si è scelto di utilizzare il modello di Mohr-Coulomb e quindi caratterizzare il “materiale” muratura attraverso i parametri della coesione c e dell’angolo di attrito interno φ ricavati attraverso prove sperimentali (vedi paragrafo 4.2).

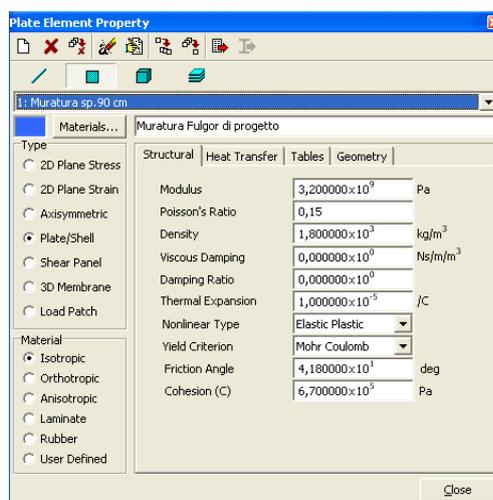


Figura 4.6 - Caratteristiche Murature Palazzo Valloni

Per il materiale calcestruzzo armato, si è invece inserita una tabella sforzo-deformazione nella quale è stata considerata la massima resistenza a compressione pari a quella del calcestruzzo e la massima resistenza a trazione pari al valore ricavato dall'equilibrio tra le tensioni dell'acciaio e del calcestruzzo:

$$\sigma_{max}^{(+)} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{A_c} = 8,33 MPa \quad (4.3)$$

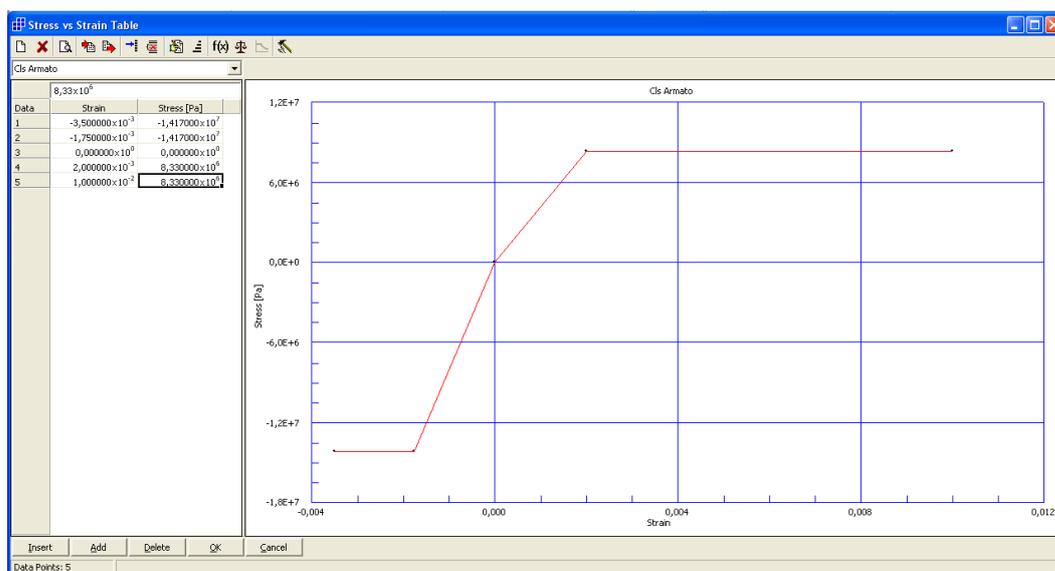


Figura 4.7 - Curva sforzo-deformazione adottata per il c.a.

Dopo la costruzione della geometria e l'assegnazione delle caratteristiche meccaniche, si è tarato il modello per avere un comportamento il più attinente possibile con la realtà. Nel caso in esame, volendo eseguire un'analisi pushover, è stato assegnato ai nodi alla base un vincolamento a nodi fissi in modo tale che l'intera struttura sia quindi incastrata alla base. Successivamente attraverso il comando master-slave sono stati modellati i solai come infinitamente rigidi nel piano x-y e sono state svincolate le travi di copertura e di piano in modo tale da avere libera rotazione alle estremità delle stesse, come se fossero vincolate da cerniere. Inoltre sono state assegnate, sempre alle estremità delle travi, masse traslazionali concentrate, agenti nella direzione x-y, e quindi nel piano orizzontale, che simulano il peso dei solai di copertura e di piano.

5. Analisi strutturale - Edificio non rinforzato

Nel fabbricato in esame è stata eseguita un'analisi strutturale indirizzata ad analizzare la struttura portante in muratura attraverso un'analisi pushover, ampiamente descritta nei capitoli precedenti, per valutare il comportamento dell'edificio nello stato precedente e successivo agli interventi di consolidamento.

Le analisi sono state eseguite col software agli elementi finiti Straus7.

Dopo avere definito il modello come esposto nel paragrafo 5.4, è stato possibile eseguire vari tipi di analisi.

5.1 Analisi statica lineare

Innanzitutto è stato analizzato il modello senza rinforzi attraverso l'analisi statica lineare che permette di avere una stima di massima della resistenza statica verso i carichi verticali, dell'intera struttura. È un'analisi che poco interessa ai fini di questa trattazione.

5.2 Analisi spettrale

Per prima cosa sono state calcolate le frequenze naturali di vibrazione, per eseguire poi la risposta spettrale dell'intero edificio. La normativa attuale propone degli spettri di risposta in funzione al sito di costruzione (coordinate geografiche), alla classe dell'edificio, alla vita nominale e al tipo di terreno in cui sorge l'edificio.

Parametri della struttura e Spettro di risposta

In particolare, per la struttura in esame, sono riportati i parametri che hanno permesso la costruzione degli spettri.

Essendo un edificio di pubblica importanza, è stata scelta una vita nominale pari a:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

e la classe d'uso III dato che è una costruzione che prevede affollamenti significativi. Il relativo coefficiente d'uso vale:

$$C_u = 1,5$$

Per cui le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

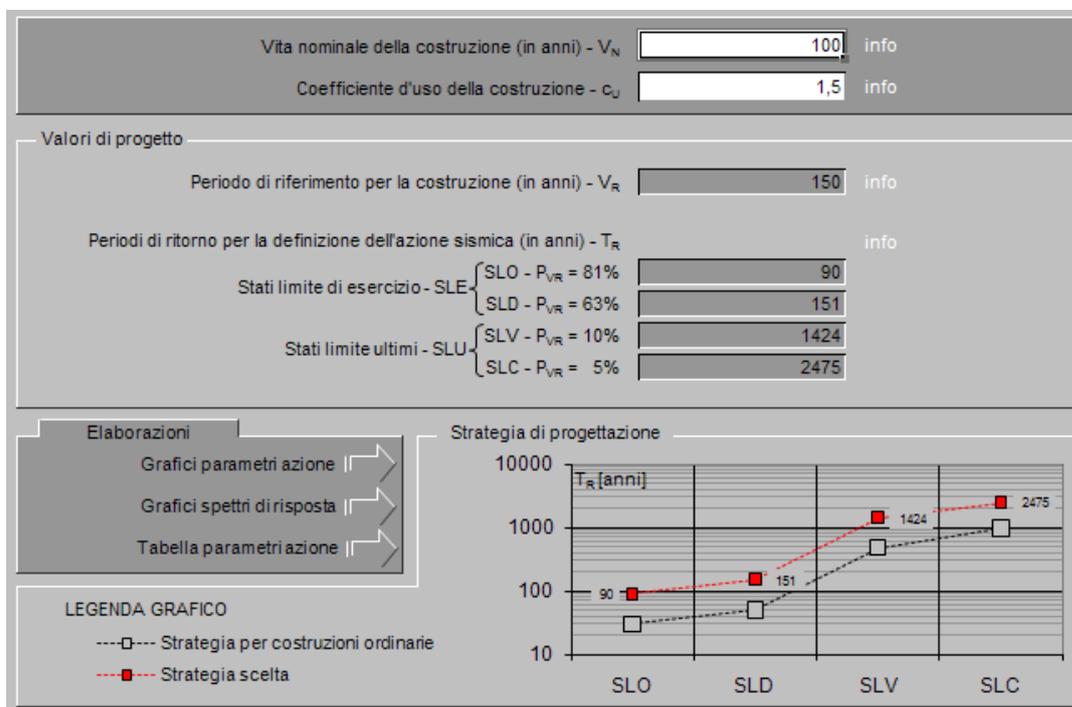


Figura 5.1 - Scelta della strategia di progettazione

Le indagini conoscitive sul terreno, effettuate con misurazioni di velocità delle onde di taglio, definiscono l'appartenenza del suolo di sedime alla categoria B, cui compete un parametro:

$$S = 1,20$$

Si assume, in funzione alla categoria strutturale, un fattore relativo al coefficiente di smorzamento pari a:

$$\eta = 1,00$$

Le capacità dissipative del sistema oscillante vengono considerate con l'introduzione di un fattore riduttivo di struttura (q) delle forze elastiche, legato alle caratteristiche di regolarità e tipologia strutturale. In particolare si ha:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Il fattore K_R è legato alla regolarità in altezza della struttura; per costruzioni irregolari in altezza si assume $K_R = 0,8$.

Il fattore q_0 rappresenta il valore massimo del fattore di struttura, esso dipende dalla duttilità del materiale ed è legato al rapporto tra il valore di accelerazione sismica che determina la labilità della struttura (α_u) e quello che determina lo stato ultimo del primo elemento a flessione (α_1)

Con riferimento al D.M. 14 gennaio 2008 (NTC08), si ha che per una tipologia strutturale in muratura ordinaria esistente,

$$q_0 = 1,5 \left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right) = 1,5 \cdot 1,4 = 2,10$$

$$q = 2,10 \cdot 0,80 = 1,68$$

Noti questi parametri, è possibile calcolare lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ e di progetto $S_d(T)$.

Lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è caratterizzato dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) è ottenuto dallo spettro elastico sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura sopra calcolato.

Lo spettro di risposta di progetto orizzontale è caratterizzato dal seguente diagramma (a lato sono tabellati i valori relativi alla costruzione dello spettro stesso):

| | T [s] | Se [g] |
|-------|-------|--------|
| | 0,000 | 0,308 |
| T_B | 0,145 | 0,459 |
| T_C | 0,436 | 0,459 |
| | 0,544 | 0,368 |
| | 0,651 | 0,308 |
| | 0,759 | 0,264 |
| | 0,866 | 0,231 |
| | 0,974 | 0,206 |
| | 1,081 | 0,185 |
| | 1,189 | 0,169 |
| | 1,296 | 0,155 |
| | 1,404 | 0,143 |
| | 1,511 | 0,133 |
| | 1,619 | 0,124 |
| | 1,726 | 0,116 |
| | 1,834 | 0,109 |
| | 1,941 | 0,103 |
| | 2,049 | 0,098 |
| | 2,156 | 0,093 |
| | 2,264 | 0,088 |
| | 2,371 | 0,084 |
| | 2,479 | 0,081 |
| | 2,586 | 0,077 |
| T_D | 2,694 | 0,074 |
| | 2,756 | 0,071 |
| | 2,818 | 0,068 |
| | 2,881 | 0,065 |
| | 2,943 | 0,062 |
| | 3,005 | 0,060 |
| | 3,067 | 0,057 |
| | 3,129 | 0,055 |
| | 3,191 | 0,055 |
| | 3,254 | 0,055 |
| | 3,316 | 0,055 |
| | 3,378 | 0,055 |
| | 3,440 | 0,055 |
| | 3,502 | 0,055 |
| | 3,565 | 0,055 |
| | 3,627 | 0,055 |
| | 3,689 | 0,055 |
| | 3,751 | 0,055 |
| | 3,813 | 0,055 |
| | 3,876 | 0,055 |
| | 3,938 | 0,055 |
| | 4,000 | 0,055 |

Tabella 5.1 - Valori dello spettro di progetto orizzontale

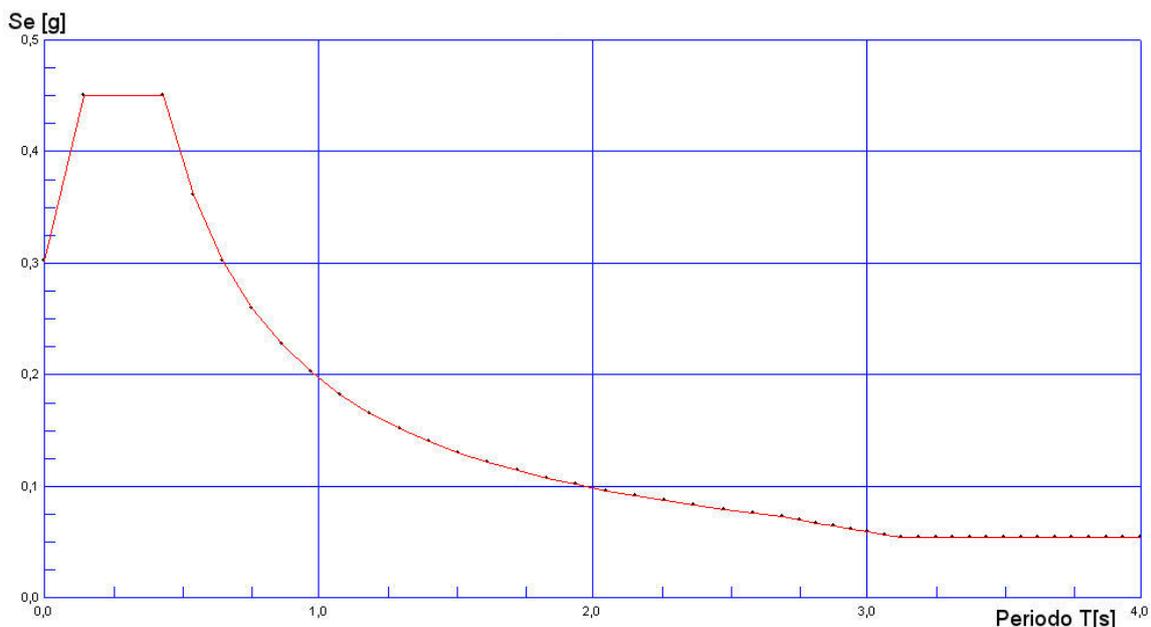


Figura 5.2 - Spettro di progetto orizzontale

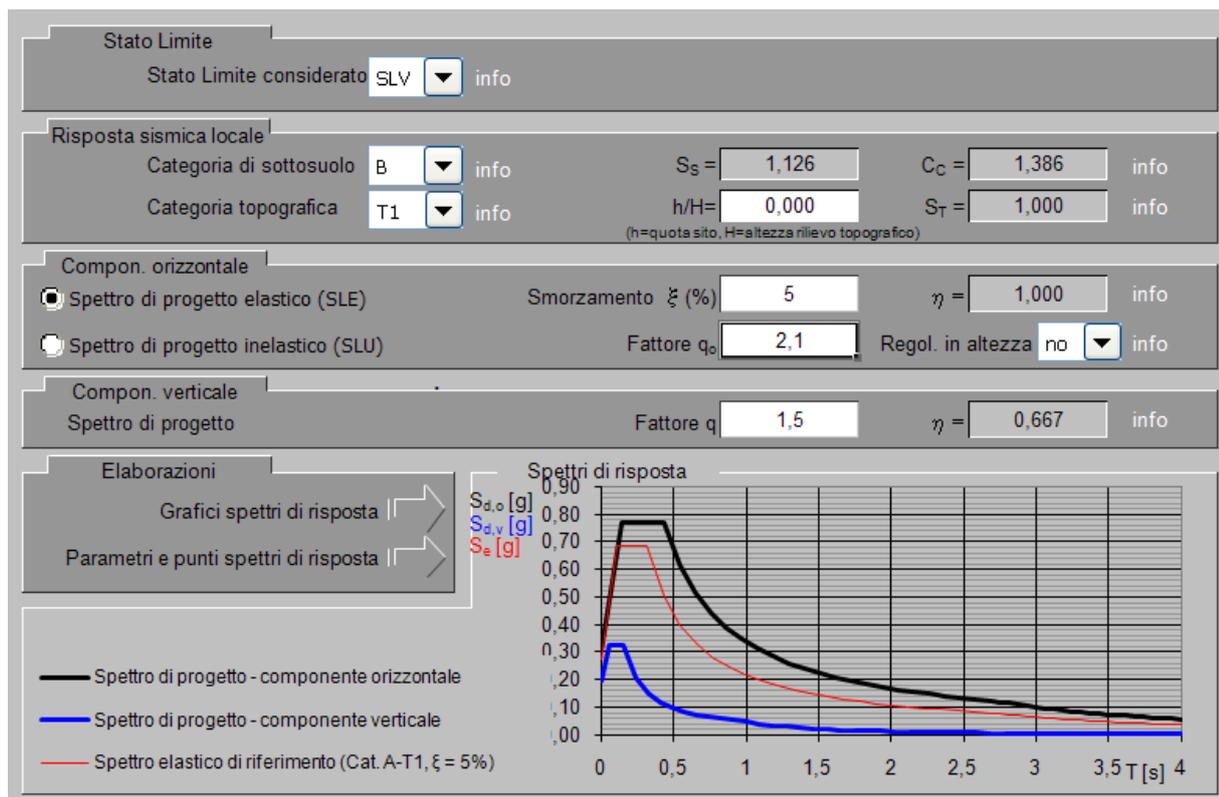


Figura 5.3 - Determinazione spettri di risposta

Modalità di calcolo

Il carico modale per ogni modo di vibrare è calcolato trasformando il vettore dei carichi globali al sistema modale. Per l'eccitazione alla base, il vettore dei carichi è formato prima della trasformazione.

La risposta di ogni modo è poi calcolata in accordo con il tipo di eccitazione, nel nostro caso in accordo con l'accelerazione alla base:

$$Y_i = \frac{r_i \cdot S_i}{\omega_i^2}$$

Dove:

Y_i : ampiezza dello spostamento per il modo i-esimo

r_i : ampiezza della forza modale per il modo i-esimo

S_i : valore spettrale per il modo i-esimo

ω_i : frequenza per il modo i-esimo

Lo spostamento massimo per ogni modo è calcolato con la seguente formula:

$$\{x\}_i = Y_i \{\phi\}_i$$

Dove:

$\{x\}_i$: vettore spostamento modale per il modo i-esimo

$\{\phi\}_i$: modo di vibrare per il modo i-esimo

La massima risposta è calcolata combinando le risposte modali usando il metodo SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) dove s denota una qualsiasi delle risposte, s_i $i = (1, 2, \dots, n)$ indica il valore della risposta del modo i-esimo.

Il metodo SRSS può essere espresso come:

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^n s_i^2}$$

Risultati di calcolo

Attraverso l'analisi spettrale, successivamente al calcolo delle prime 100 frequenze naturali, si sono ottenuti i seguenti risultati (sono riportati solo i modi più significativi):

EXCITATION CASE 1: "Spettro Orizz VX"
 Direction Vector: (1.000000E+00, 0.000000E+00, 0.000000E+00)
 Spectral Table : spettro orizzontale

| Mode | Spectral Value | Excitation | Amplitude | Participation (%) |
|------|----------------|--------------|--------------|-------------------|
| 1 | 4.506055E-01 | 1.304951E+03 | 4.988834E-01 | 63.097 |

 TOTAL MASS PARTICIPATION: 91.022%

EXCITATION CASE 2: "Spettro Orizz VY"
 Direction Vector: (0.000000E+00, 1.000000E+00, 0.000000E+00)
 Spectral Table : spettro orizzontale

| Mode | Spectral Value | Excitation | Amplitude | Participation (%) |
|------|----------------|--------------|--------------|-------------------|
| 1 | 4.506055E-01 | 5.951781E-01 | 2.275368E-04 | 0.000 |
| 2 | 4.351015E-01 | 3.879087E+02 | 7.210486E-02 | 5.575 |
| 3 | 4.128572E-01 | 7.435079E+02 | 9.095737E-02 | 20.483 |
| 4 | 4.107801E-01 | 1.088231E+03 | 1.275406E-01 | 43.880 |

 TOTAL MASS PARTICIPATION: 90.702%

EXCITATION CASE 3: "Spettro Vert VZ"
 Direction Vector: (0.000000E+00, 0.000000E+00, 1.000000E+00)
 Spectral Table : spettro verticale

| Mode | Spectral Value | Excitation | Amplitude | Participation (%) |
|------|----------------|--------------|--------------|-------------------|
| 30 | 3.032484E+00 | 2.318991E+02 | 3.574442E-02 | 2.906 |
| 31 | 3.026238E+00 | 2.034266E+02 | 3.094872E-02 | 2.236 |
| 33 | 2.991679E+00 | 2.957046E+02 | 4.180029E-02 | 4.725 |
| 34 | 2.976288E+00 | 2.565269E+02 | 3.507103E-02 | 3.556 |
| 37 | 2.949954E+00 | 1.908965E+02 | 2.462390E-02 | 1.969 |
| 38 | 2.941174E+00 | 3.065212E+02 | 3.876792E-02 | 5.077 |
| 39 | 2.925775E+00 | 2.127222E+02 | 2.598224E-02 | 2.445 |
| 44 | 2.887693E+00 | 2.966373E+02 | 3.316901E-02 | 4.754 |
| 45 | 2.883880E+00 | 2.002270E+02 | 2.218789E-02 | 2.166 |
| 46 | 2.877396E+00 | 1.837674E+02 | 2.005284E-02 | 1.825 |
| 49 | 2.864397E+00 | 4.729863E+02 | 5.003003E-02 | 12.088 |
| 65 | 2.758724E+00 | 3.057133E+02 | 2.472993E-02 | 5.050 |
| 68 | 2.734825E+00 | 2.938374E+02 | 2.227881E-02 | 4.665 |
| 69 | 2.731354E+00 | 2.666095E+02 | 2.002238E-02 | 3.841 |

 TOTAL MASS PARTICIPATION: 74.839%

In direzione x il primo modo è il più significativo, mentre in direzione y, i modi più importanti sono i primi quattro.

5.3 Analisi statica non lineare (Pushover)

5.3.1 Pushover con accelerazione orizzontale in direzione x

Attraverso l'analisi statica non lineare, è stata ricavata la curva di capacità della struttura, ossia la curva forza-spostamento espressa in termini di taglio alla base V_b e spostamento in sommità u .

Inizialmente è stato analizzato il modello della struttura senza rinforzi. È stata applicata un'accelerazione lineare in direzione orizzontale x pari alla forza di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$). Tale accelerazione è stata immessa nel modello attraverso step di carico successivi, nei quali è stato di volta in volta incrementato il valore del fattore moltiplicativo, si veda tabella 5.2 seguente.

| Step | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|-------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Load Case | 0,5 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 0,0 | 0,0 | 0,15 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,55 | 0,60 | 0,65 | 0,70 |

| Step | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
|-------------|------|------|------|------|------|-----|------|-----|------|-----|
| Load Case | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 0,75 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,95 | 1,0 | 1,05 | 1,1 | 1,15 | 1,2 |

Tabella 5.2 - Incrementi di carico attraverso step successivi con relativi fattori di carico.

Nei primi 2 step di carico, non è stata applicata nessuna forza orizzontale.

Attraverso l'analisi pushover, si è quindi arrivati alla costruzione di un grafico forza-spostamento, in particolare taglio alla base V_b e spostamenti di tre nodi presi sulla sommità dell'edificio, in particolare i nodi scelti sono: 7234, 8872, 7232 (si veda l'immagine seguente, Figura 5.4).

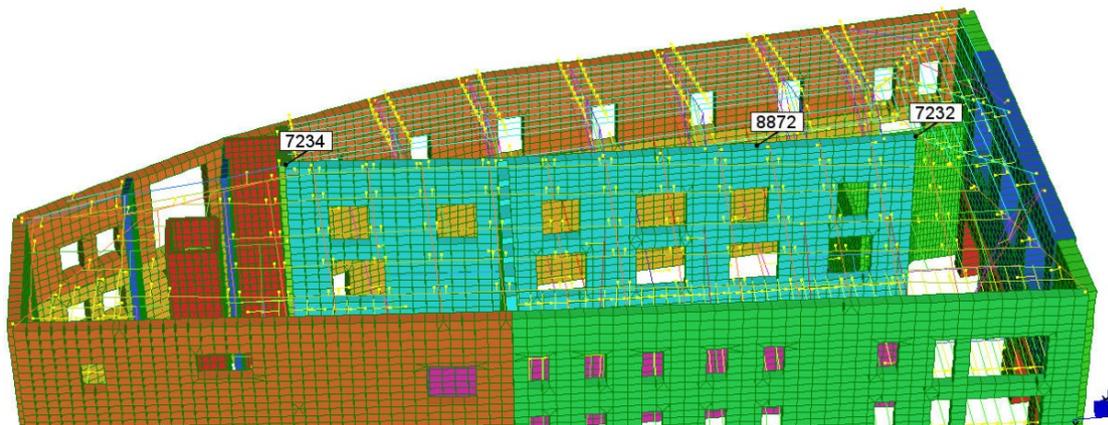


Figura 5.4 - Indicazione dei 3 punti in sommità scelti come controllo.

Infine, il grafico ottenuto è la seguente curva di capacità:

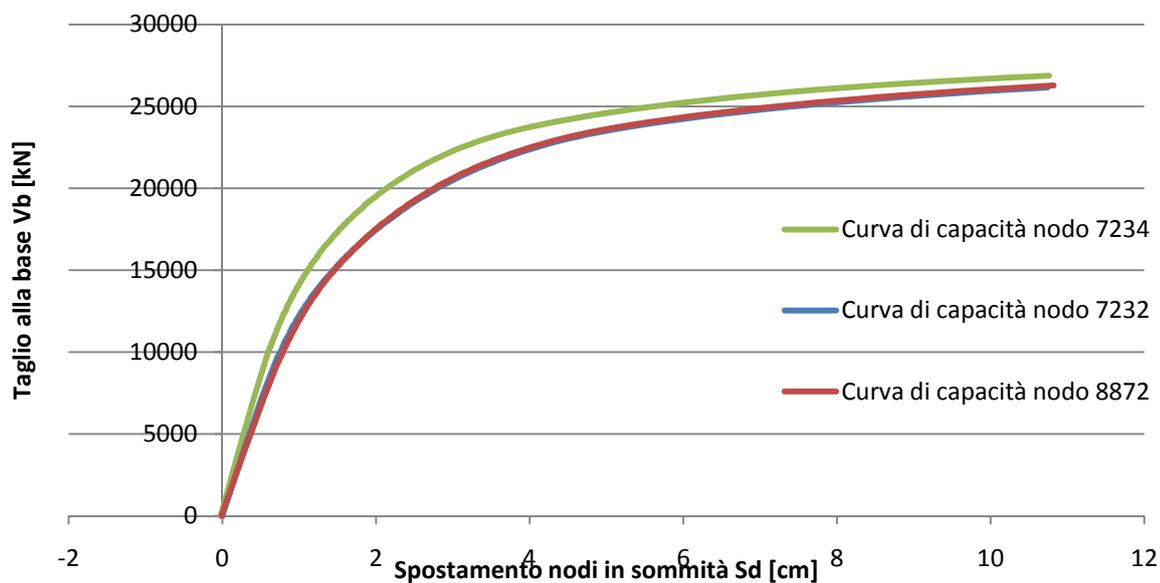


Figura 5.5 - Curva di capacità dei 3 punti di controllo nella direzione x

Si precisa che secondo la normativa NTC08, punto 7.8.1.5.4, “l’analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%”.

Nel caso in esame, come riportato nel paragrafo 6.2.2, la massa partecipante del primo modo di vibrare è pari a 63% circa, per cui in linea con le norme.

5.3.2 Metodo N2 - direzione x, punto 7234

Seguendo la procedura del Metodo N2, esposto nel capitolo 4, è stata eseguita la modellazione della struttura come un sistema a un grado di libertà (SDOF). Avendo considerato l'intera struttura come un SDOF, sono stati utilizzati direttamente i grafici della curva di capacità riportati in precedenza. Considero in particolare il punto 7234:

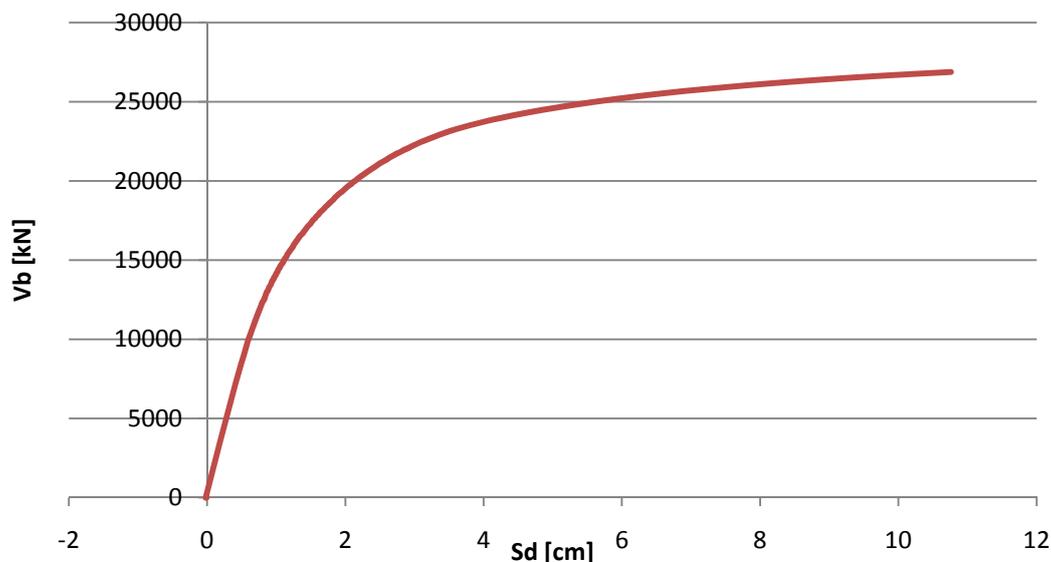


Figura 5.6 - Curva di capacità del nodo 7234

Ai fini della determinazione di un legame semplificato (elastico - perfettamente plastico) devono essere utilizzati criteri di tipo ingegneristico. Le normative forniscono indicazioni utili: l'EuroCodice 8 (EC8) utilizza una linearizzazione basata sul principio di ugual energia, mentre le norme attuali italiane (NTC08) propongono: *“La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.”*

Per cui sono stati ottenuti risultati differenti seguendo l'EC8 o la NTC08, si riporta nel grafico seguente le due curve ottenute e la curva della Figura 5.6:

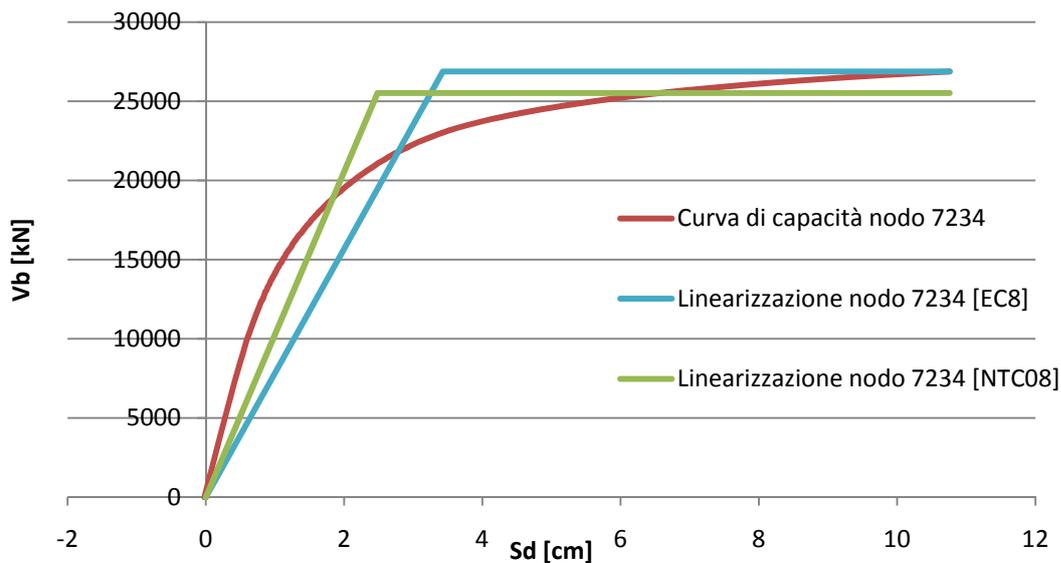


Figura 5.7 - Curva di capacità del nodo 7234 e relative linearizzazioni ottenute con le due normative EC8 e NTC08

È stato continuato lo svolgimento considerando la linearizzazione ottenuta tramite la normativa attuale italiana NTC08, maggiormente a favore di sicurezza rispetto all'EC8.

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 2,48 \text{ cm} = 0,0248 \text{ m}$ e $F_y = 25521,450 \text{ kN} = 25521450 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2445929 \cdot 0,0248}{25521450}} = 0,306 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m :

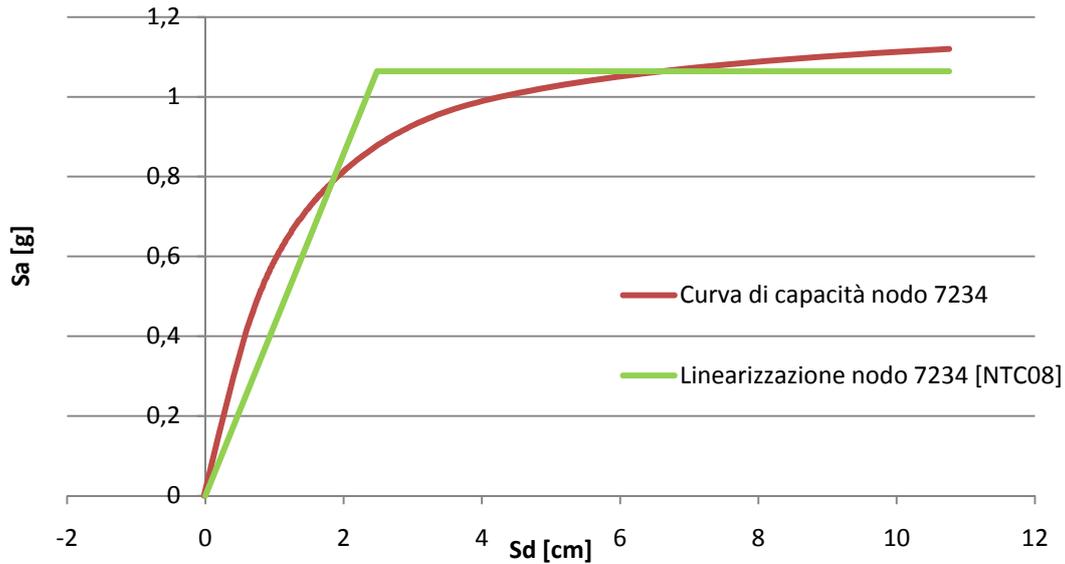


Figura 5.8 - Curva di capacità del nodo 7234 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

La domanda sismica per il sistema SDOF può essere determinata utilizzando la procedura grafica, dove l'intersezione tra il prolungamento della linea corrispondente al periodo elastico T del sistema bilineare e lo spettro di domanda elastica S_{ae} definisce la domanda di accelerazione (e la corrispettiva domanda di spostamento) richiesta al sistema indefinitivamente elastico. L'accelerazione allo snervamento S_{ay} rappresenta la capacità del sistema inelastico. Il fattore di riduzione R_μ è dato dal rapporto tra le accelerazioni corrispondenti ai sistemi elastico e inelastico:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T)}{S_{ay}}$$

Tuttavia, in questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_\mu = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

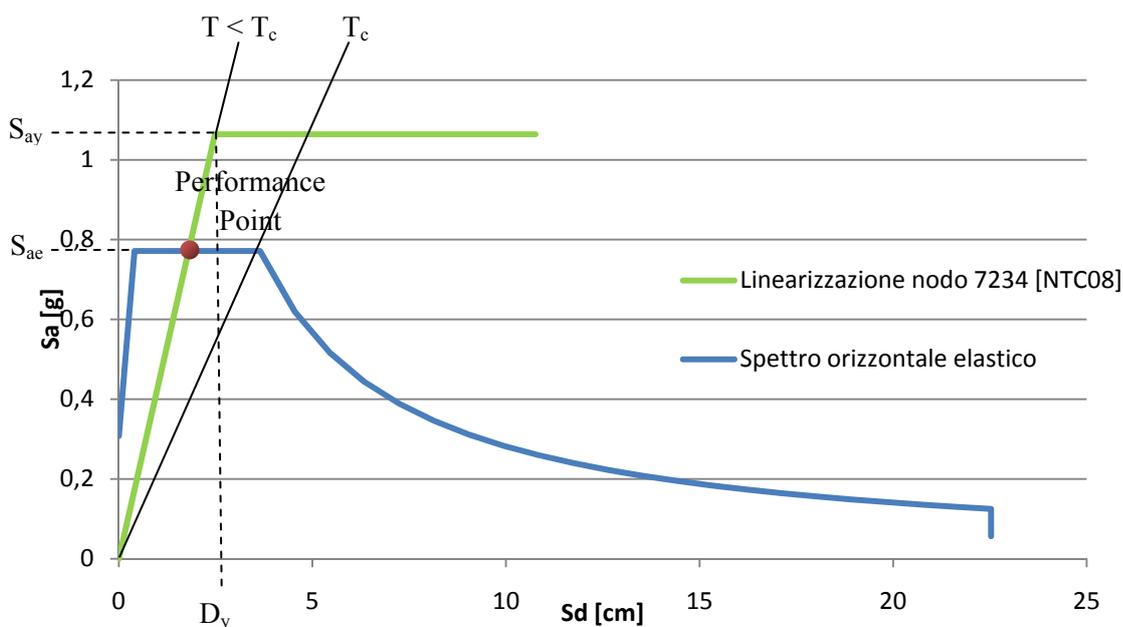


Figura 5.9 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 1,8\text{ cm} = 0,018\text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{1,8}{2,48} = 0,725$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata.

Si riportano di seguito i calcoli eseguiti per i punti 7232 e 8872, è stato utilizzato il procedimento esposto in questo paragrafo, per cui si ometteranno le spiegazioni di tutti i passaggi.

5.3.2 Metodo N2 - direzione x, punto 7232

Considero il punto 7232:

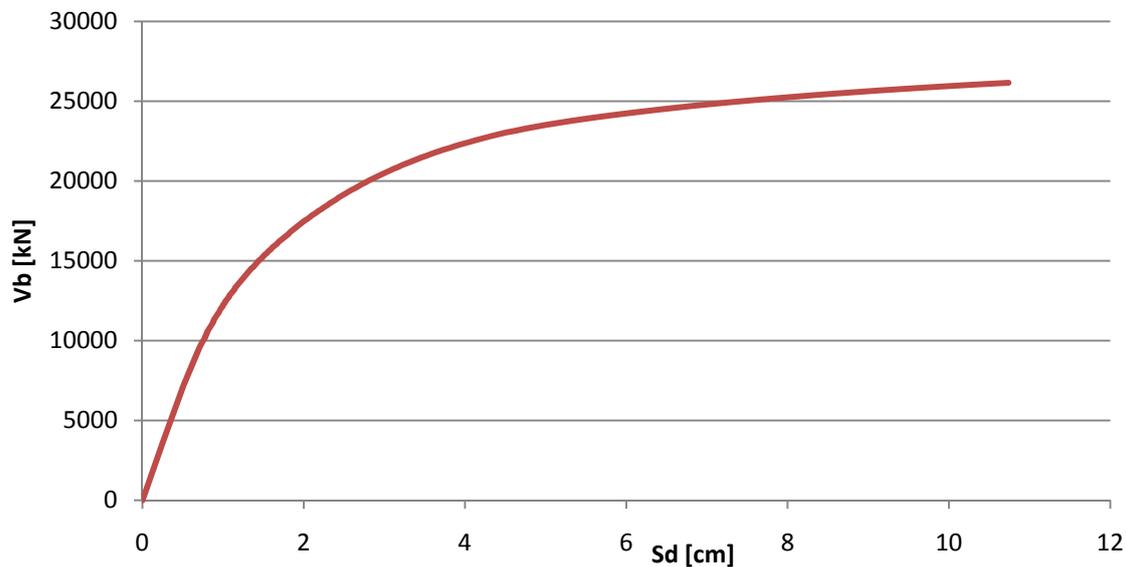


Figura 5.10 - Curva di capacità del nodo 7232

Si riporta nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 5.10:

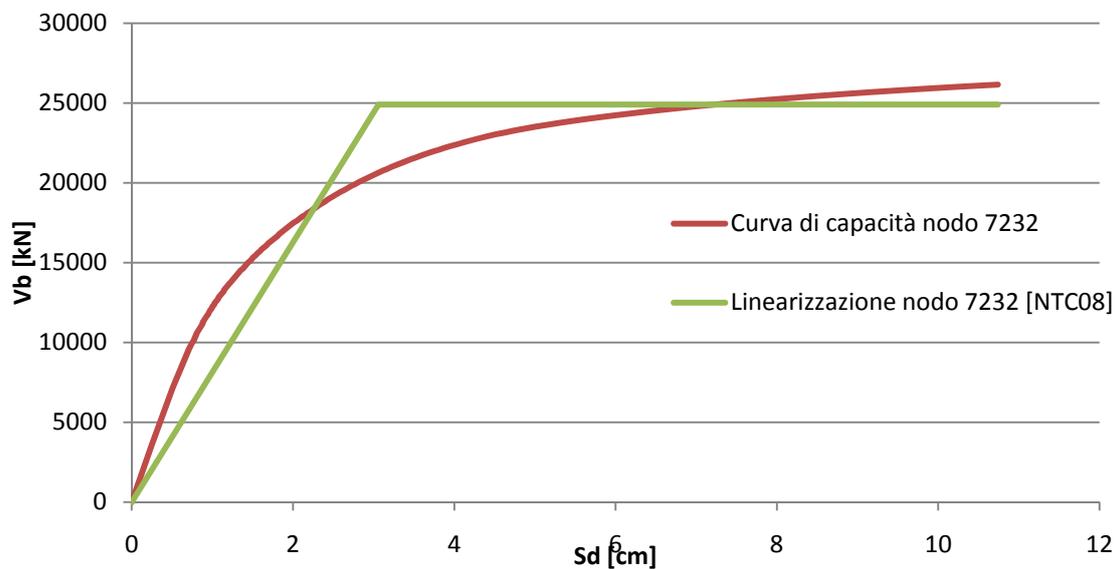


Figura 5.11 - Curva di capacità del nodo 7232 e relativa linearizzazione ottenuta con la normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 3,06 \text{ cm} = 0,0306 \text{ m}$ e $F_y = 24898,887 \text{ kN} = 24898887 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2445929 \cdot 0,0306}{24898887}} = 0,344 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m :

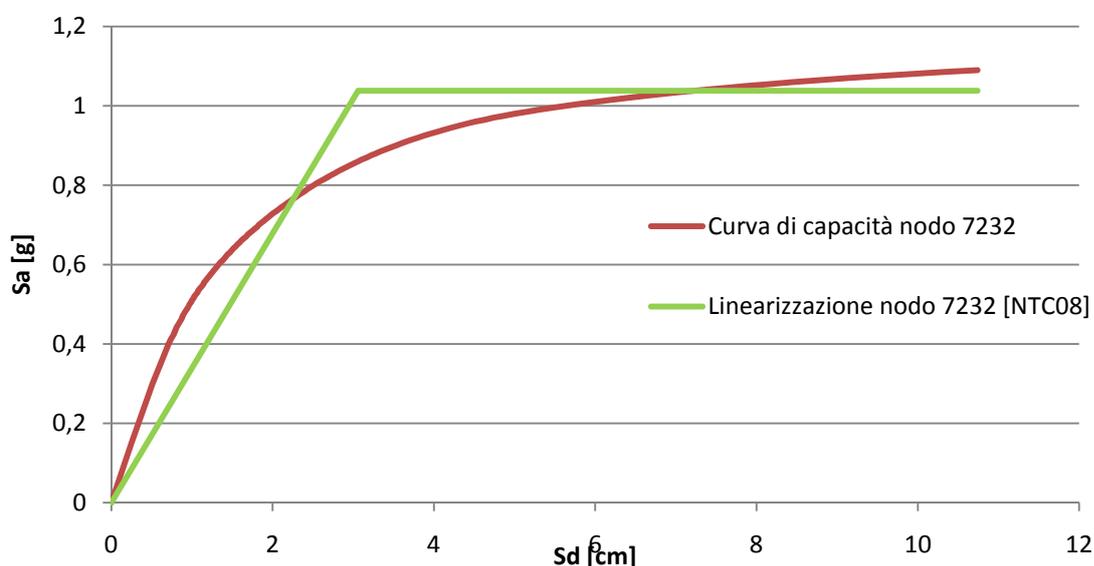


Figura 5.12 - Curva di capacità del nodo 7232 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_\mu = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

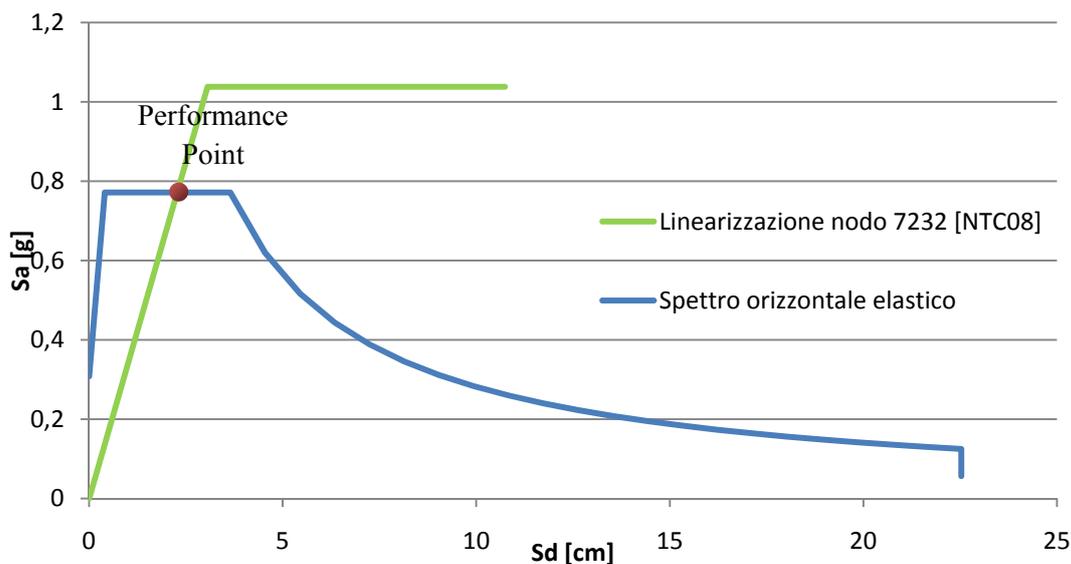


Figura 5.13 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 2,27\text{ cm} = 0,0227\text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{2,27}{3,06} = 0,74$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata.

5.3.3 Metodo N2 - direzione x, punto 8872

Considero il punto 8872:

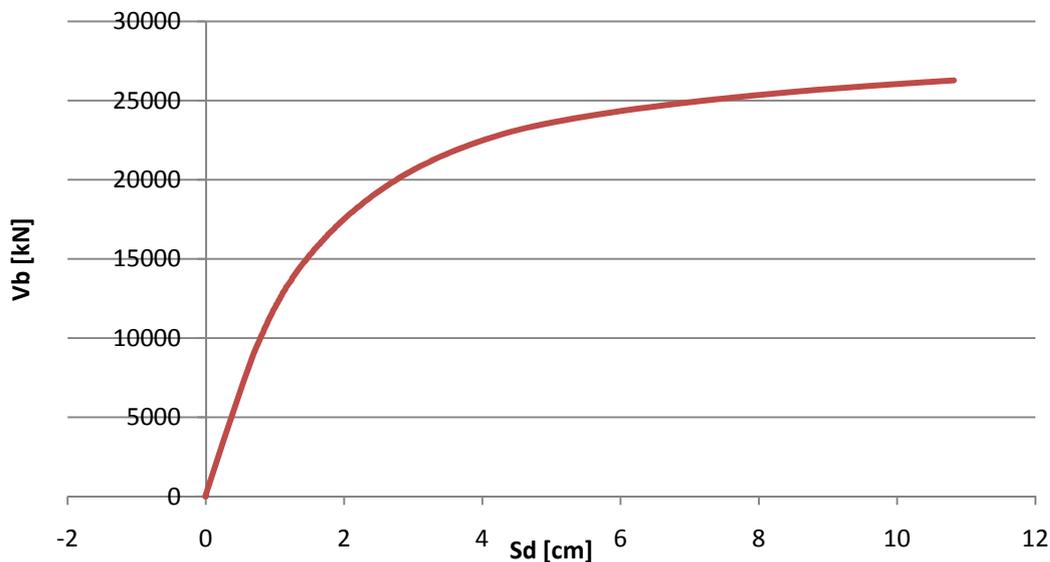


Figura 5.14 - Curva di capacità del nodo 8872

Si riportano nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 5.14:

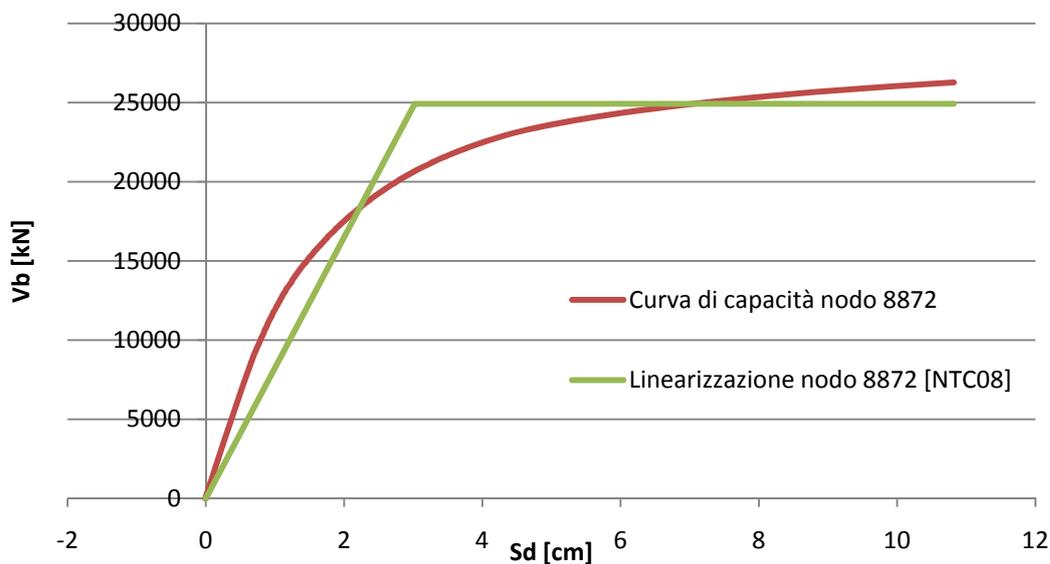


Figura 5.15 - Curva di capacità del nodo 8872 e relativa linearizzazione ottenuta con la normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 3,02 \text{ cm} = 0,0302 \text{ m}$ e $F_y = 24917,810 \text{ kN} = 24917810 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2445929 \cdot 0,0302}{24917810}} = 0,342 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m :

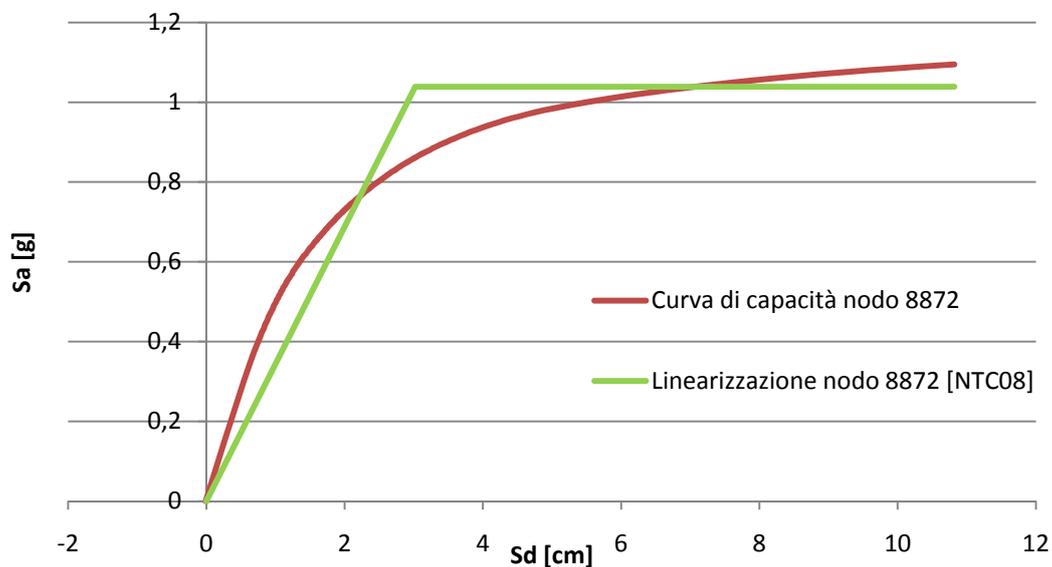


Figura 5.16 - Curva di capacità del nodo 8872 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_\mu = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

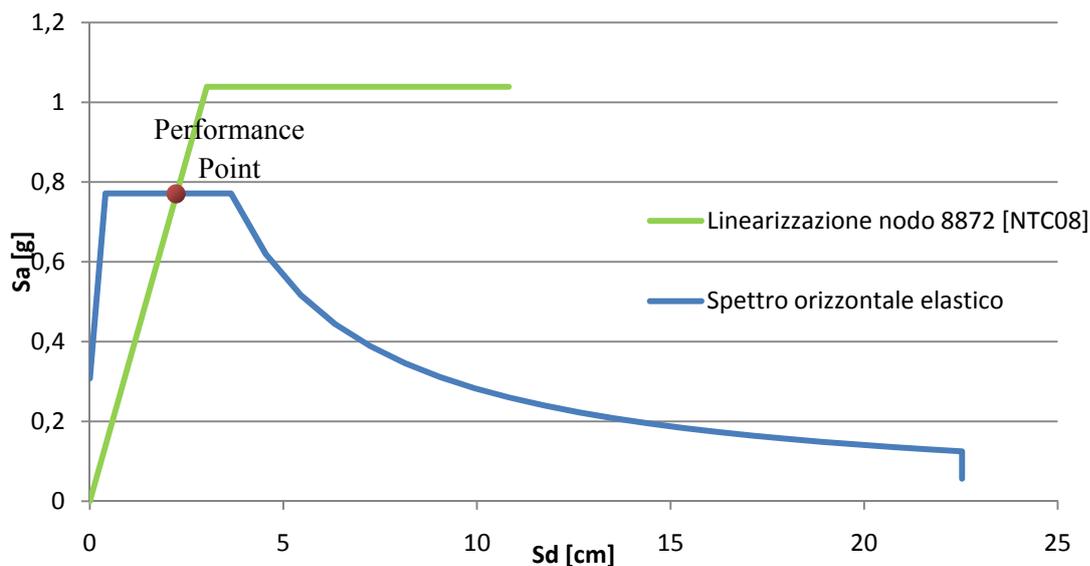


Figura 5.17 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 2,246 \text{ cm} = 0,0246 \text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{2,246}{3,02} = 0,74$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata.

È stato quindi riscontrato che considerando il punto in sommità 7234 o il 7232 o il 8872, il valore del parametro di vulnerabilità rimane pressoché invariato.

5.3.4 Pushover con accelerazione orizzontale in direzione y

È stata applicata un'accelerazione lineare in direzione orizzontale y pari alla forza di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$). Tale accelerazione è stata immessa nel modello attraverso step di carico successivi, nei quali è stato di volta in volta incrementato il valore del fattore moltiplicativo, si veda tabella 5.3 seguente.

| Step | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| Load Case | 0,5 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 0,0 | 0,0 | 0,30 | 0,50 | 0,70 | 0,80 | 0,90 | 1,00 | 1,20 |

| Step | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Load Case | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 1,70 | 1,80 | 1,90 | 1,95 | 2,00 |

Tabella 5.3 - Incrementi di carico attraverso step successivi con relativi fattori di carico

Nei primi 2 step di carico, non è stata applicata nessuna forza orizzontale.

Attraverso l'analisi pushover, si è quindi arrivati alla costruzione di un grafico forza-spostamento, in particolare taglio alla base V_b e spostamenti di tre nodi presi sulla sommità dell'edificio, in particolare i nodi scelti sono: 7234, 8872, 7232 (si veda l'immagine seguente, Figura 5.18).

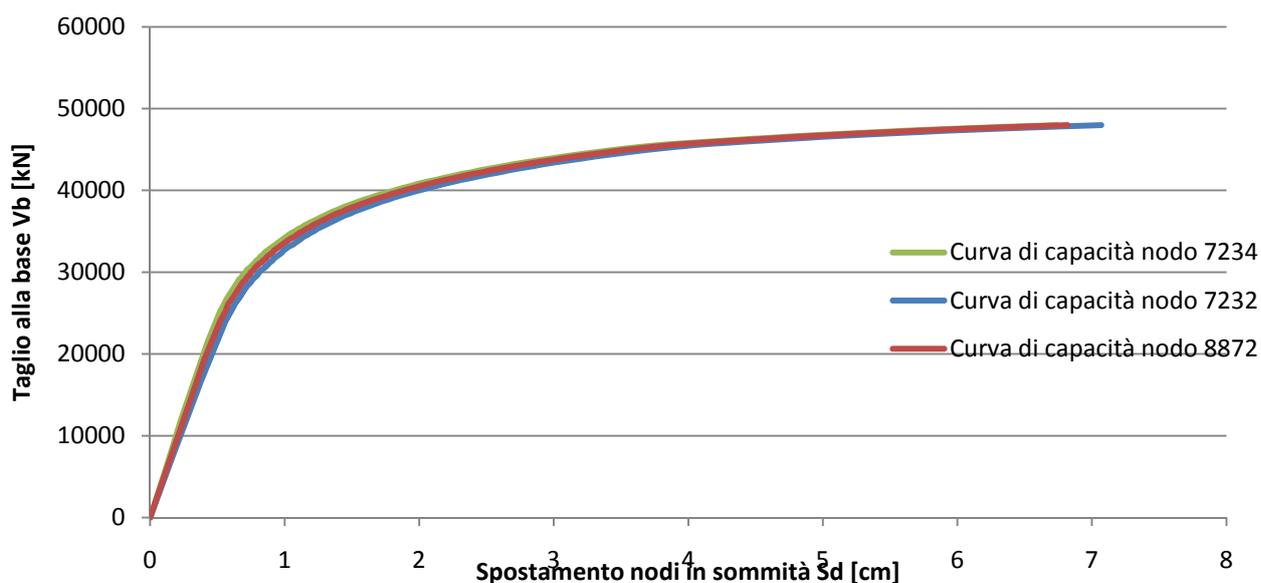


Figura 5.18 - Curva di capacità dei 3 punti di controllo in direzione y

Utilizzo lo stesso procedimento esposto nel paragrafo 6.3.1 per analizzare i 3 punti di controllo nella direzione y .

5.3.5 Metodo N2 - direzione y , punto 7234

Considero il punto 7234:

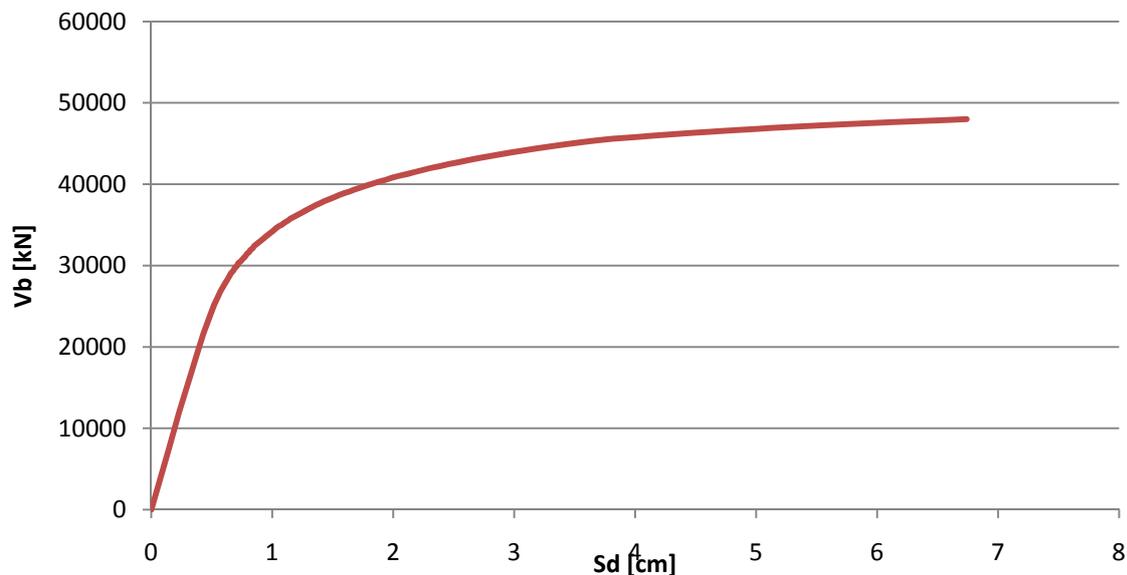


Figura 5.19 - Curva di capacità del nodo 7234

Si riporta nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 5.19:

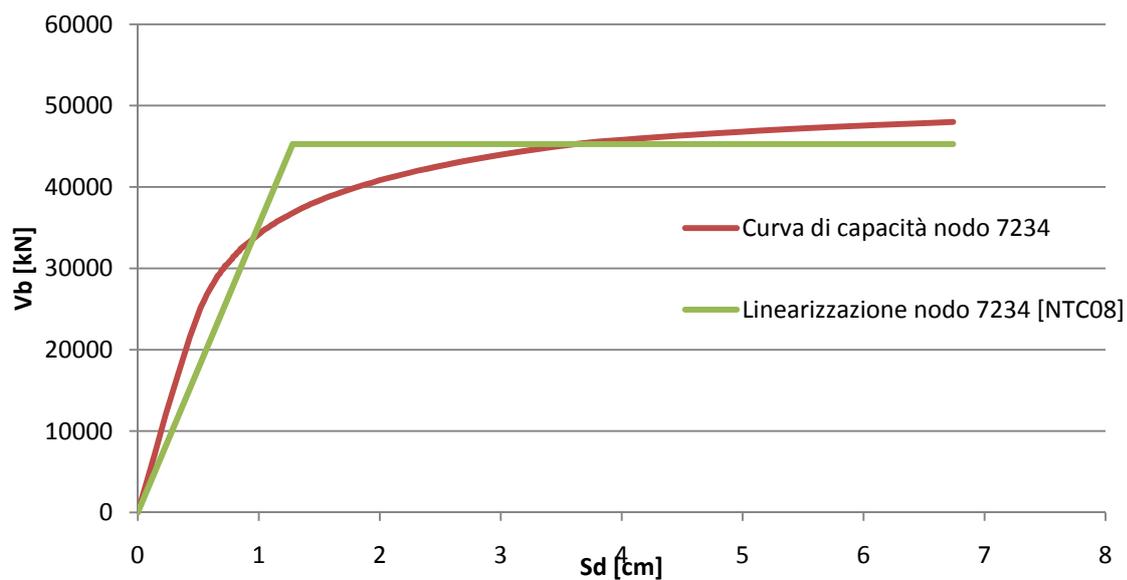


Figura 5.20 - Curva di capacità del nodo 7234 e relativa linearizzazione ottenuta con la normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 1,28 \text{ cm} = 0,0128 \text{ m}$ e $F_y = 45277,634 \text{ kN} = 45277634 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2445929 \cdot 0,0128}{45277634}} = 0,165 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m :

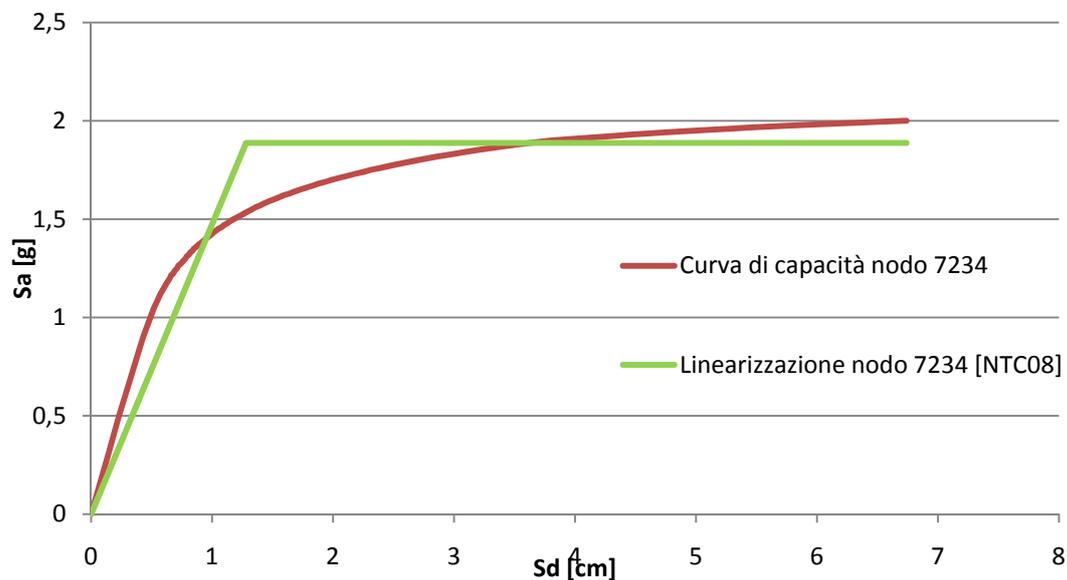


Figura 5.21 - Curva di capacità del nodo 7234 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_\mu = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

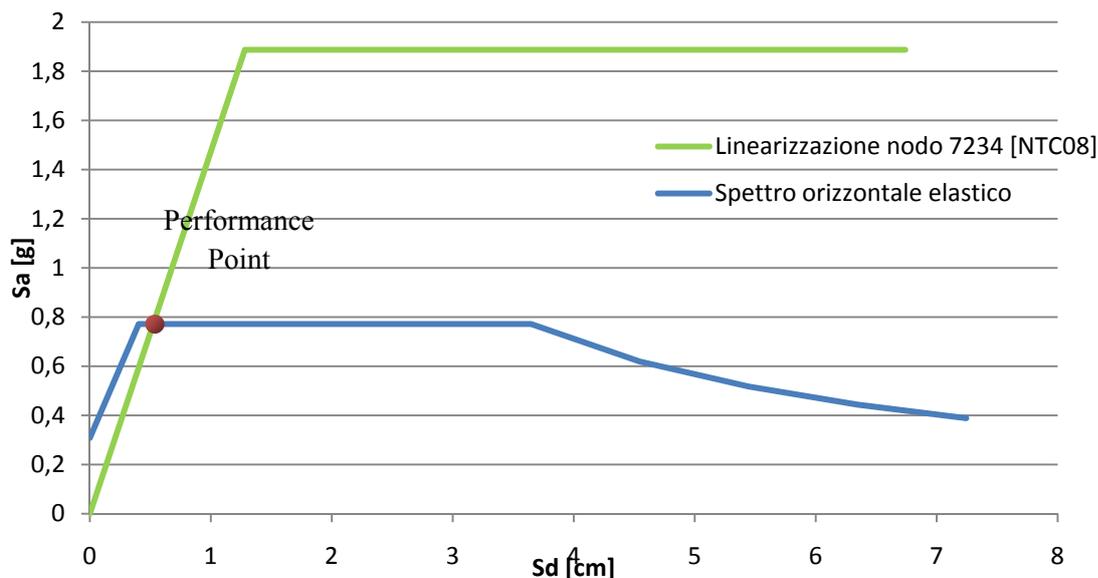


Figura 5.22 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 0,523 \text{ cm} = 0,00523 \text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{0,523}{1,28} = 0,41$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata, anche sottoposta ad accelerazioni in direzione y .

Non è stato eseguito il calcolo degli altri 2 punti di controllo, dato che le loro relative curve di capacità sono pressoché coincidenti.

5.3.6 Conclusioni sull'edificio non rinforzato

Le analisi eseguite sull'edificio non rinforzato hanno portato alla conclusione che, anche senza l'inserimento di rinforzi strutturali nei setti murari, il fabbricato si mantiene in ambito lineare, pur sottoponendolo ad accelerazioni elevate. In altre parole, le curve di capacità dei punti presi come controllo, intersecano lo spettro elastico del sisma in entrambe le direzioni principali x e y .

Nel capitolo 7 saranno comunque spiegati i tipi di rinforzo utilizzato e verranno riportate le relative analisi eseguite nell'edificio rinforzato.

6. Calcolo muro singolo - Ingresso Palazzo

Valloni

Sono state eseguite ulteriori analisi di Palazzo Valloni investigando la singola facciata dell'edificio (Figura 6.1). Tale analisi è stata eseguita per verificare che anche nella parete in esame, come riscontrato nell'intero fabbricato, si avessero elevati valori di accelerazioni orizzontali fino al raggiungimento del ramo plastico nell'analisi statica non lineare (pushover). Tale parete, disposta essenzialmente lungo l'asse x del sistema di riferimento globale, funge da controventamento nell'analisi pushover dell'intero edificio sottoposto ad accelerazione orizzontale secondo la direzione x.

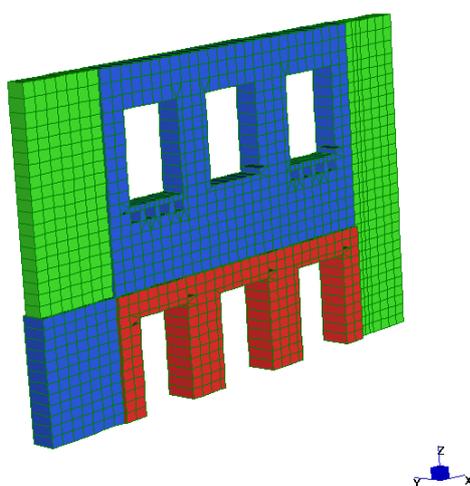


Figura 6.1 - Facciata di Palazzo Valloni

6.1 Caso 1 con parametri reali

Come nel caso dell'intero edificio è stata eseguita un'analisi pushover in modo da utilizzare il metodo N2.

In questo caso, per prima cosa la facciata è stata suddivisa in fasce, in modo da avere un sistema MDOF sul quale calcolare gli spostamenti modali. In particolare la facciata è

stata suddivisa in 4 fasce orizzontali aventi masse, partendo dall'alto verso il basso, pari a:

$$m_{38} = 41105,85 \text{ kg}$$

$$m_{50} = 94245,24 \text{ kg}$$

$$m_{42} = 55665,63 \text{ kg}$$

$$m_{59} = 87331,08 \text{ kg}$$

Il numero posto come pedice nelle masse, corrisponde al nodo di estremità al centro delle fasce come indicato nell'immagine seguente.

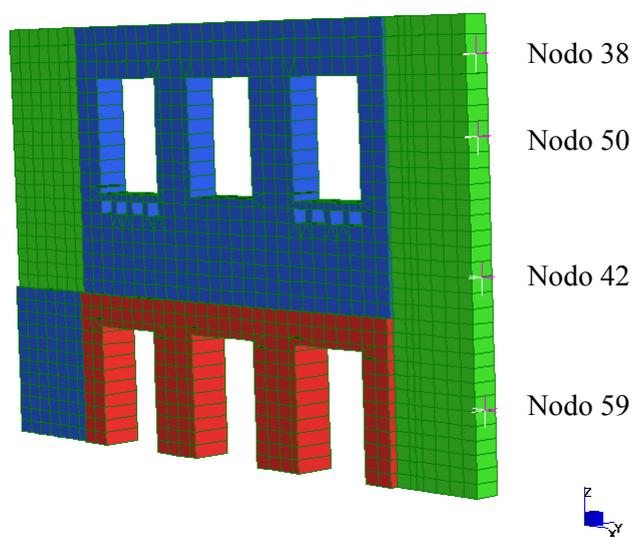


Figura 6.2 - Indicazione delle fasce orizzontali

Attraverso l'analisi modale sono stati ricavati gli spostamenti dei 4 nodi in esame:

$$\phi_{x,38} = 0,158979 \text{ m}$$

$$\phi_{x,50} = 0,129746 \text{ m}$$

$$\phi_{x,42} = 0,079869 \text{ m}$$

$$\phi_{x,59} = 0,037123 \text{ m}$$

Normalizzando lo spostamento in modo tale che il valore in sommità sia pari all'unità, è stato ottenuto:

$$\phi_{x,38} = 1$$

$$\phi_{x,50} = 0,816123$$

$$\phi_{x,42} = 0,50239$$

$$\phi_{x,59} = 0,23351$$

Attraverso questi valori è stato quindi possibile calcolare il coefficiente di partecipazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_{x,i}}{\sum m_i \phi_{x,i}^2} = 1,3561$$

e la massa equivalente del sistema SDOF pari a: $m^* = 166380,1 \text{ kg}$.

Attraverso l'analisi pushover è stata ottenuta la curva di capacità del punto di controllo (Figura 6.3), in questo caso si è scelto il centro di massa (CM) del sistema MDOF. La scelta del centro di massa è stata suggerita dall'articolo *Seismic assessment of masonry arch bridges* (Luca Pelà, Alessandra Aprile, Andrea Benedetti, 2009).

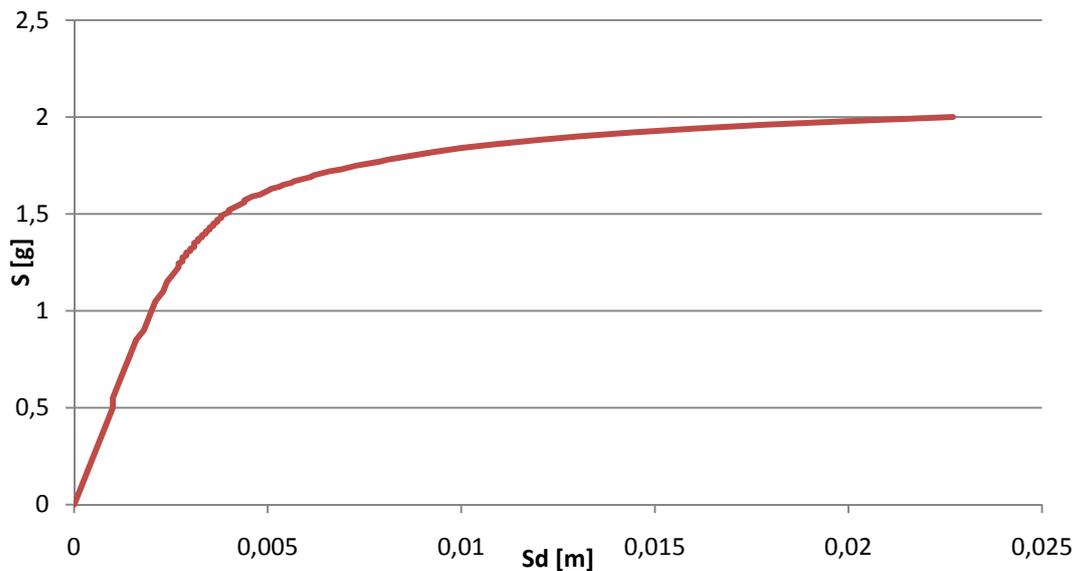


Figura 6.3 - Curva di capacità del sistema MDOF

Successivamente è stata calcolata la curva del sistema SDOF equivalente:

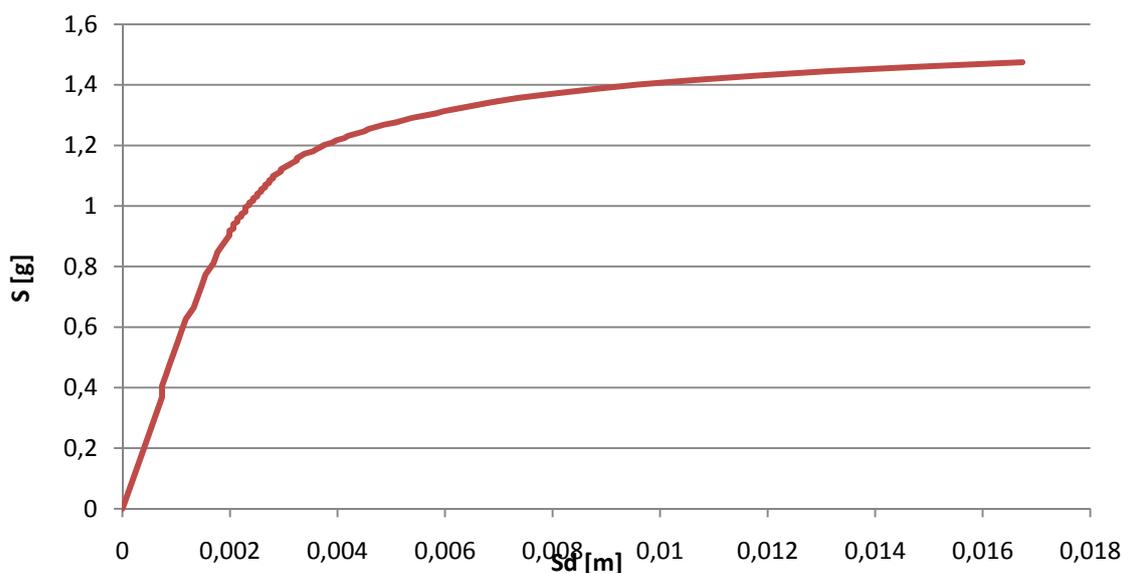


Figura 6.4 - Curva di capacità del sistema SDOF equivalente

Infine la curva di capacità del centro di massa è stata linearizzata seguendo la NTC08, come esposto nel paragrafo 5.3.2:

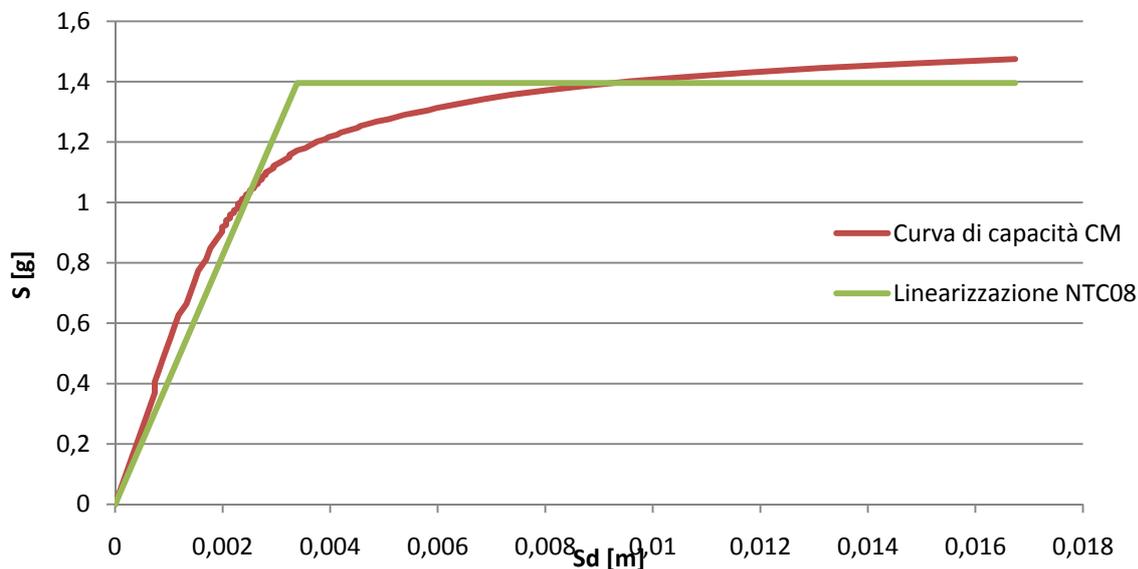


Figura 6.5 - Curva di capacità del sistema SDOF equivalente e relativa linearizzazione (NTC08)

Il punto di snervamento è individuato da: $D_y = 0,00339m$ e $S_{ay} = 1,39g = 13,69 \frac{m}{s^2}$.

Come volevasi dimostrare, anche nella parete in esame, sono stati raggiunti elevati valori di accelerazione orizzontale durante l'analisi pushover. Valori ancor più elevati di quelli raggiunti nell'analisi dell'intero edificio: per cui questo giustifica il fatto che l'intero fabbricato arrivi anch'esso a plasticizzazione per accelerazioni orizzontali elevate.

6.2 Caso 2 con coesione pari a 0,3 MPa

È stata eseguita un'ulteriore analisi sulla singola parete, abbassando il parametro della coesione a circa metà del valore precedente e cioè pari a $c = 0,3 MPa$.

Dall'analisi pushover eseguita sono stati ricavati i seguenti risultati:

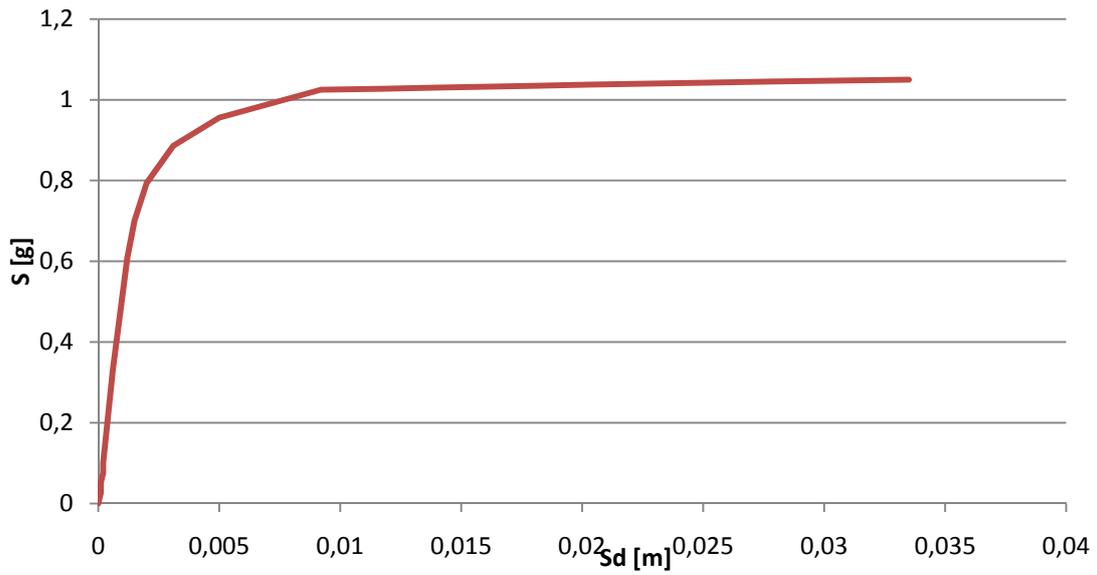


Figura 6.6 - Curva di capacità del sistema MDOF avente $c=0,3$ MPa

Successivamente è stata calcolata la curva del sistema SDOF equivalente:

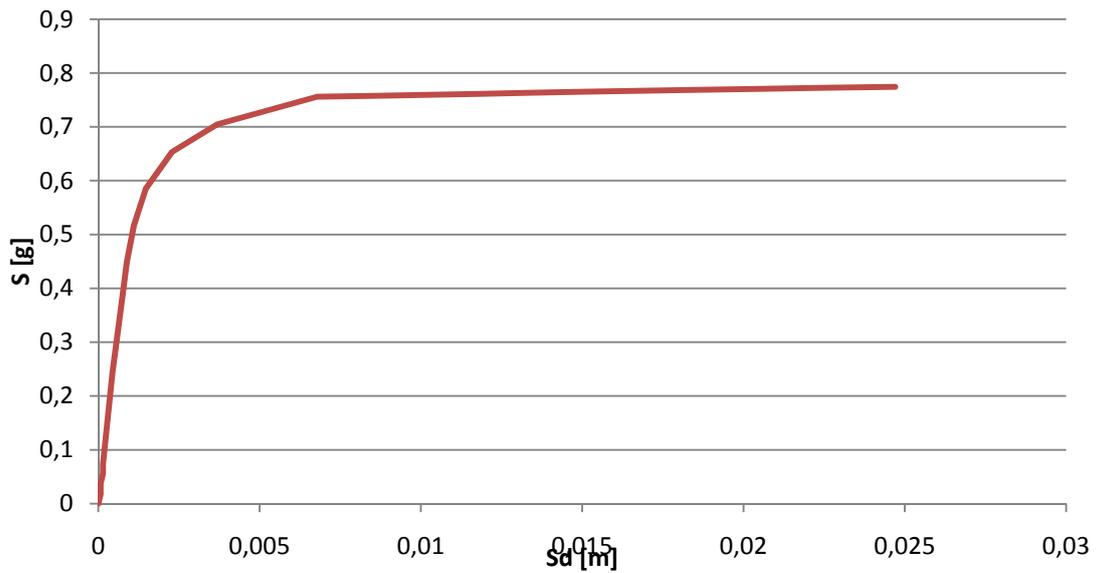


Figura 6.7 - Curva di capacità del sistema SDOF equivalente

Infine la curva di capacità del centro di massa è stata linearizzata seguendo la NTC08, come esposto nel paragrafo 5.3.2:

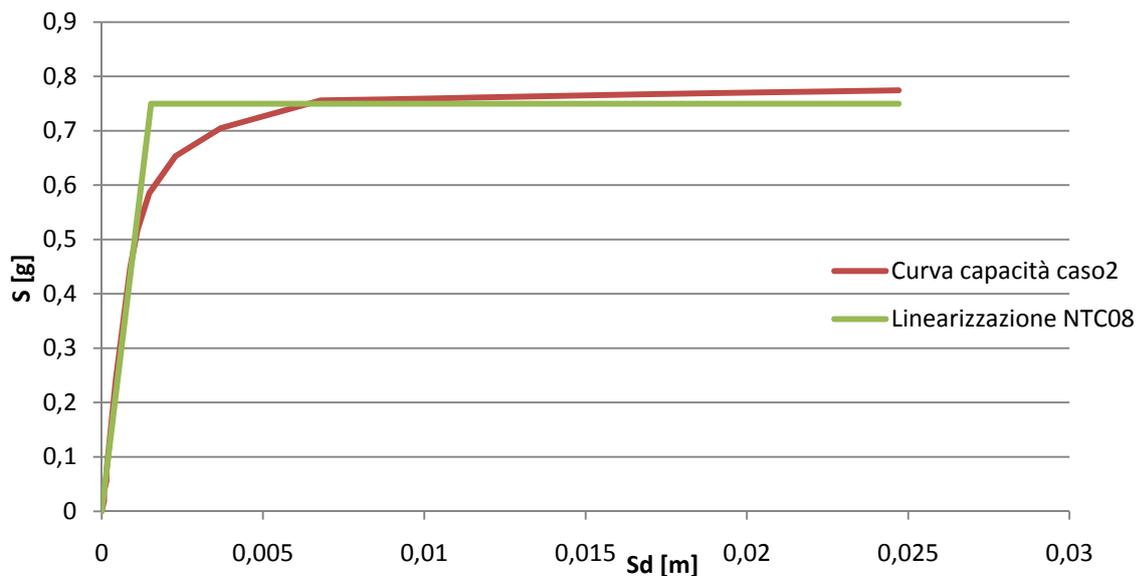


Figura 6.8 - Curva di capacità del sistema SDOF equivalente e relativa linearizzazione (NTC08)

Il punto di snervamento è individuato da: $D_y = 0,00153m$ e $S_{ay} = 0,749g = 7,35 \frac{m}{s^2}$.

6.3 Caso 3 con f_{cd} dimezzata e f_{ct} reale

È stata eseguita un'ulteriore analisi sulla singola parete, dimezzando il valore della resistenza a compressione di progetto della muratura (f_{cd}).

Sono stati quindi ottenuti dei nuovi valori di coesione e angolo di attrito interno pari a $c = 0,474 MPa$ e $\varphi = 25,377 deg$.

Dalle analisi eseguite sono stati ricavati i seguenti risultati finali:

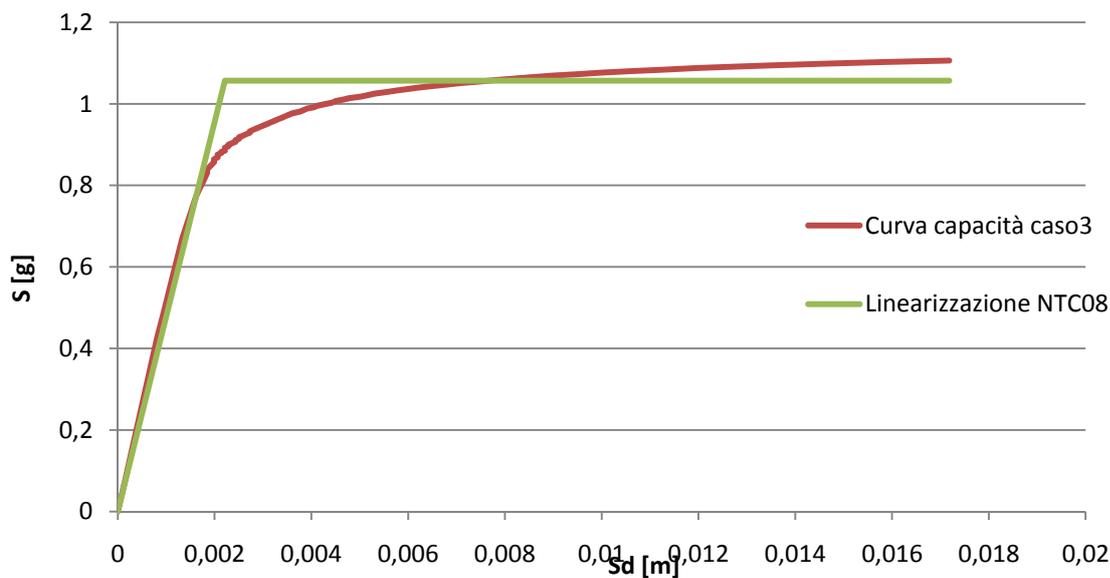


Figura 6.9 - Curva di capacità e linearizzazione del sistema SDOF avente f_{cd} dimezzata

Il punto di snervamento è individuato da: $D_y = 0,00221m$ e $S_{ay} = 1,056g = 10,36 \frac{m}{s^2}$.

6.4 Caso 4 con f_{cd} reale e f_{ct} dimezzata

È stata eseguita un'ulteriore analisi sulla singola parete, dimezzando il valore della resistenza a trazione di progetto della muratura (f_{td}).

Sono stati quindi ottenuti dei nuovi valori di coesione e angolo di attrito interno pari a $c = 0,474 MPa$ e $\varphi = 54,903 deg$.

Dalle analisi eseguite sono stati ricavati i seguenti risultati finali:

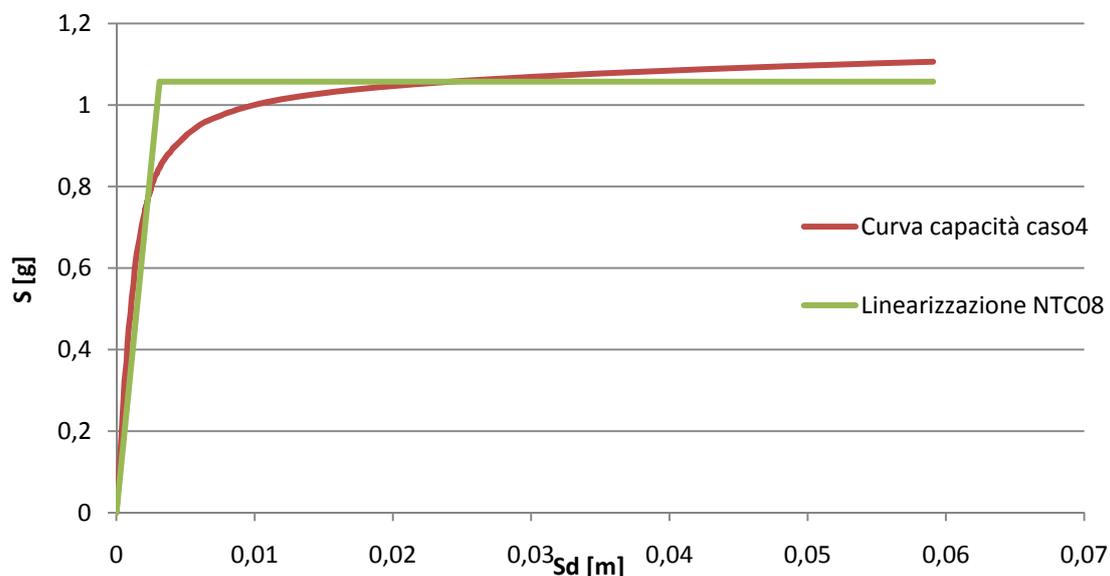


Figura 6.10 - Curva di capacità e linearizzazione del sistema SDOF avente f_{td} dimezzata

Il punto di snervamento è individuato da: $D_y = 0,00312m$ e $S_{ay} = 1,057g = 10,37 \frac{m}{s^2}$.

6.5 Caso 5 con f_{cd} e f_{ct} dimezzate

È stata eseguita un'ulteriore analisi sulla singola parete, dimezzando il valore della resistenza di progetto a compressione e a trazione della muratura (f_{cd} e f_{td}).

Sono stati quindi ottenuti dei nuovi valori di coesione e angolo di attrito interno pari a $c = 0,335 MPa$ e $\varphi = 41,81 deg$.

Dalle analisi eseguite sono stati ricavati i seguenti risultati finali:

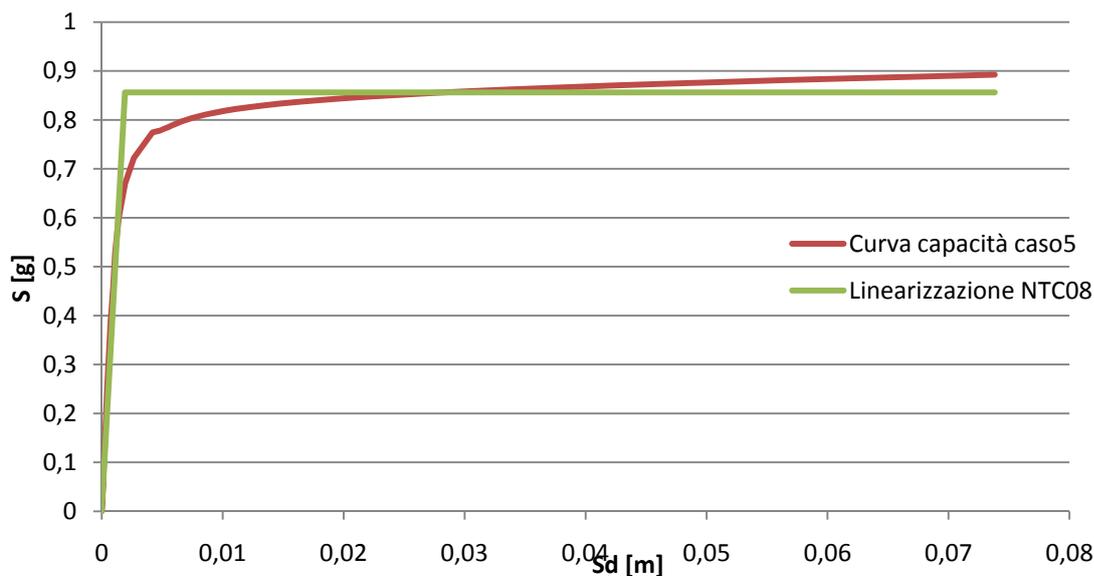


Figura 6.11 - Curva di capacità e linearizzazione del sistema SDOF avente f_{cd} e f_{td} dimezzate

Il punto di snervamento è individuato da: $D_y = 0,00192m$ e $S_{ay} = 0,856g = 8,40 \frac{m}{s^2}$.

6.6 Conclusioni

Si riportano nei grafici sottostanti, le curve di capacità dei sistemi MDOF e SDOF ottenute nei cinque casi analizzati:

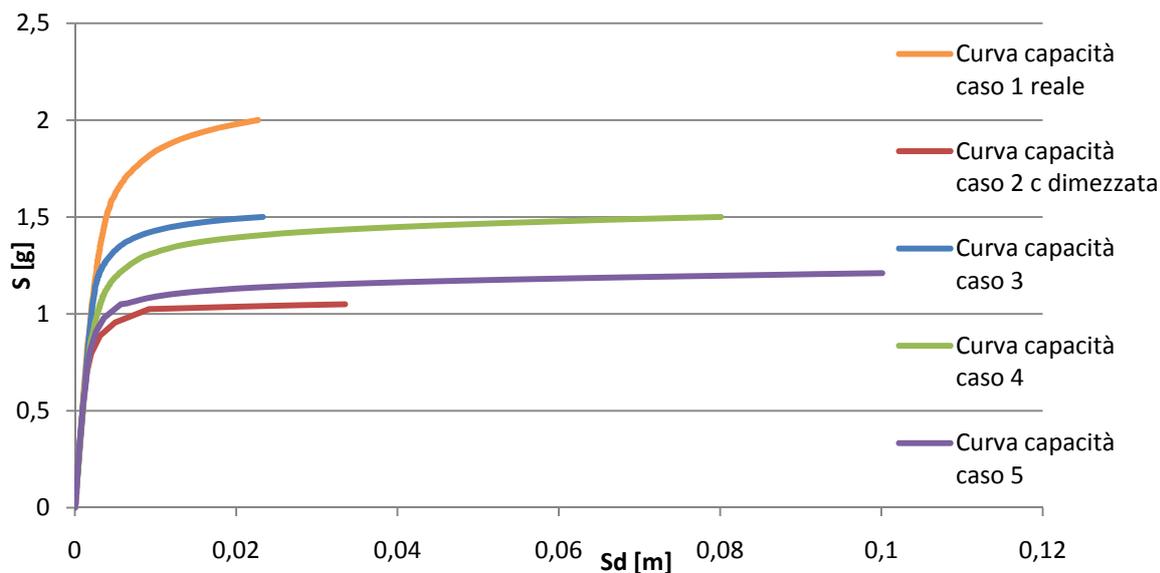


Figura 6.12 - Curve di capacità dei sistemi MDOF

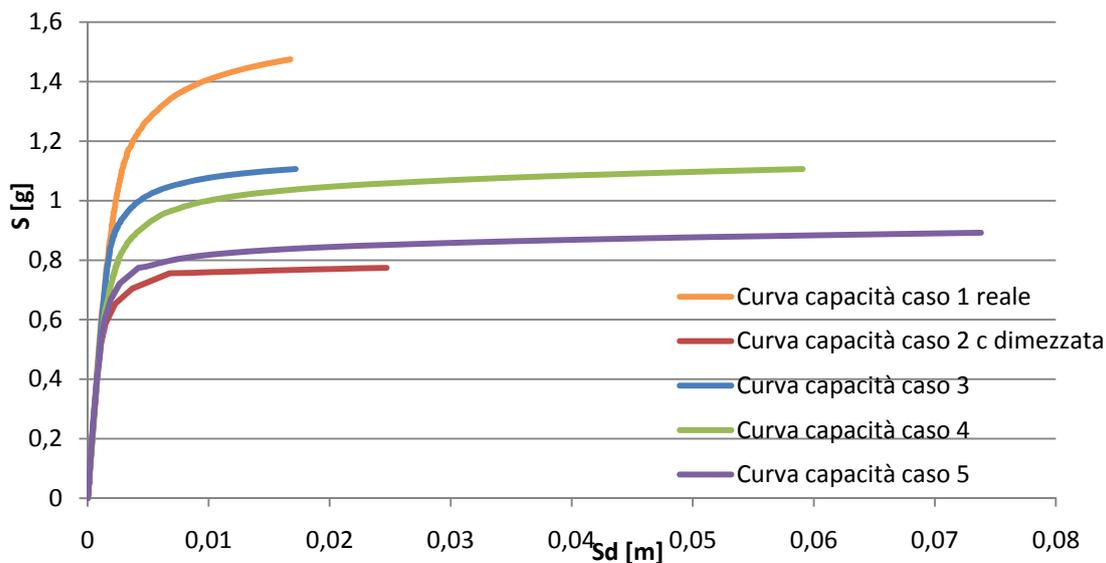


Figura 6.13 - Curve di capacità dei sistemi SDOF

Le relative linearizzazioni sono:

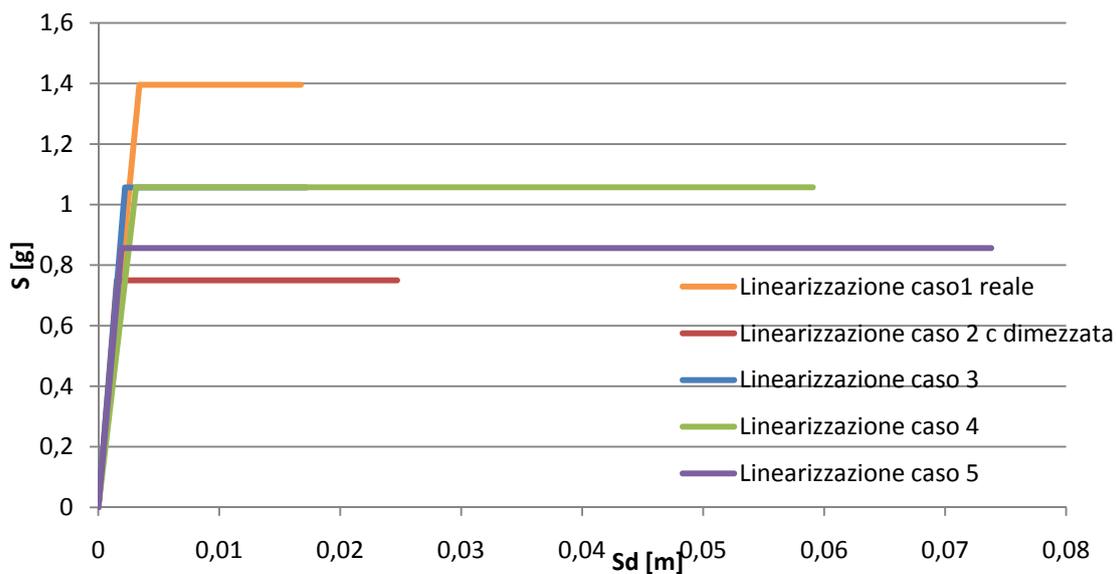


Figura 6.14 - Linearizzazioni delle curve di capacità dei sistemi SDOF

| | c [MPa] | φ [deg] | Aumento di c [%] | D_y [m] | D_y [cm] | Aumento di D_y [%] | S_{ay} [g] | S_{ay} [m/s ²] | Aumento di S_{ay} [%] |
|-------|------------|--------------------|---------------------|--------------|---------------|-------------------------|-----------------|---------------------------------|----------------------------|
| caso2 | 0,300 | 41,810 | | 0,00153 | 0,153 | | 0,750 | 7,36 | |
| caso5 | 0,335 | 41,810 | 10,56 | 0,00192 | 0,192 | 20,34 | 0,856 | 8,40 | 12,44 |
| caso3 | 0,474 | 25,377 | 36,75 | 0,00221 | 0,221 | 30,88 | 1,057 | 10,37 | 29,03 |
| caso4 | 0,474 | 54,903 | 36,75 | 0,00312 | 0,312 | 50,97 | 1,057 | 10,37 | 29,08 |
| caso1 | 0,620 | 41,810 | 51,61 | 0,00339 | 0,339 | 54,85 | 1,396 | 13,69 | 46,27 |

Tabella 6.1 - Valori dei punti di snervamento per ogni caso

Nella tabella 6.1 sono stati organizzati i 5 casi analizzati in modo da disporli secondo un valore di coesione crescente, da tale tabella si può vedere che a un aumento della coesione corrisponde un relativo aumento dei parametri di snervamento. Le analisi sono influenzate anche dal diverso valore dell'angolo di attrito φ , infatti nei casi 3 e 4, a parità di coesione ma diverso φ , sia ha un differente aumento di D_y .

Tale analisi potrebbe essere eseguita a controllo di spostamento, dato che eseguendo una prova a controllo di forza non riesco a cogliere il ramo softening del grafico forza-spostamento e il materiale si deforma, quindi, più di quanto succeda in realtà. Tale prova ci permette però di cogliere l'importanza della coesione nella resistenza di una struttura in muratura a sollecitazioni orizzontali.

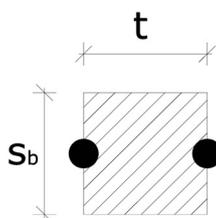
Per avere una stima corretta dello spostamento massimo, dovremmo eseguire un'analisi a controllo di spostamento; tuttavia non è possibile attuare questo tipo di analisi mediante il software di calcolo utilizzato.

7. Analisi strutturale - Edificio rinforzato

L'edificio è stato rinforzato attraverso l'inserimento di profili UPN in acciaio S275 inseriti verticalmente nella muratura e barre in C-FRP $\phi 12$ inserite orizzontalmente nei corsi di malta. Il carbonio utilizzato per le barre è caratterizzato da una tensione di progetto del valore di $f_{yd} = 1300 \text{ N/mm}^2$ e dal modulo d'elasticità $E = 230000 \text{ MPa}$.

La facciata è stata invece rinforzata attraverso l'inserimento di rete elettrosaldata $\phi 10/10$ e barre in acciaio $\phi 16/20$. Per i dettagli si vedano le tavole in *Allegato B*.

La muratura rinforzata è stata considerata come un "materiale" modellato dalla teoria di Mohr - Coulomb, come nel caso non rinforzato, ma omogeneizzandola con le barre in C-FRP. Sono quindi stati calcolati i nuovi valori c e φ utilizzando come resistenza a compressione la resistenza della muratura trovata attraverso le prove sperimentali, mentre come resistenza a trazione quella ricavata attraverso l'omogeneizzazione con le barre in C-FRP:



$$f'_{td} = \frac{2 \cdot A_b \cdot f_{yd}}{s_b \cdot t}$$

Dove A_b : area della singola barra in C-FRP; s_b : passo delle barre; t : spessore muratura.

I profili in acciaio sono invece stati direttamente inseriti nel modello come elementi *beam*.

I paramenti murari sono stati suddivisi in varie porzioni di muratura in funzione del tipo di rinforzo utilizzato, del passo delle barre e delle caratteristiche geometriche della muratura stessa, come sotto riportato:

| | spessore 53cm passo 60cm | spessore 53cm passo 80cm | spessore 53cm passo 100cm | spessore 48cm passo 40cm | spessore 48cm passo 60cm | spessore 48cm passo 100cm | spessore 60cm passo 40cm | spessore 60cm passo 60cm |
|-----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| diámetro [mm] | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 |
| f_{yd} [MPa] | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 |
| E_b [MPa] | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 |
| n_f | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 |
| s_b [mm] | 600,00 | 800,00 | 1000,00 | 400,00 | 600,00 | 1000,00 | 400,00 | 600,00 |
| A_b [mmq] | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 |
| F_{vko} [MPa] | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 |
| spessore [mm] | 530,00 | 530,00 | 530,00 | 480,00 | 480,00 | 480,00 | 600,00 | 600,00 |
| f_{cd} [MPa] | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 |
| f_{td} [MPa] | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| f'_{td} [Mpa] | 0,92 | 0,69 | 0,55 | 1,53 | 1,02 | 0,61 | 1,23 | 0,82 |
| c [MPa] | 0,83 | 0,72 | 0,65 | 1,07 | 0,88 | 0,68 | 0,96 | 0,78 |
| φ [deg] | 31,92 | 38,64 | 43,46 | 18,91 | 29,48 | 41,36 | 24,84 | 34,89 |

Tabella 7.1/a - Valori di Mohr-Coulomb per la muratura omogeneizzata

| | spessore 44cm passo 80cm | spessore 44cm passo 90cm | spessore 44cm passo 100cm | spessore 54cm passo 60cm | spessore 54cm passo 80cm | spessore 30cm passo 60cm |
|-----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| diámetro [mm] | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 | 12,00 |
| f_{yd} [MPa] | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 | 1300,00 |
| E_b [MPa] | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 | 230000 |
| n_f | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 | 2,00 |
| s_b [mm] | 800,00 | 900,00 | 1000,00 | 600,00 | 800,00 | 600,00 |
| A_b [mmq] | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 | 113,10 |
| F_{vko} [MPa] | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,85 |
| spessore [mm] | 440,00 | 440,00 | 440,00 | 540,00 | 540,00 | 300,00 |
| f_{cd} [MPa] | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 |
| f_{td} [MPa] | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| f'_{td} [Mpa] | 0,84 | 0,74 | 0,67 | 0,91 | 0,68 | 1,63 |
| c [MPa] | 0,79 | 0,75 | 0,71 | 0,83 | 0,71 | 1,11 |
| φ [deg] | 34,36 | 37,10 | 39,47 | 32,38 | 39,06 | 17,15 |

Tabella 7.1/b - Valori di Mohr-Coulomb per la muratura omogeneizzata

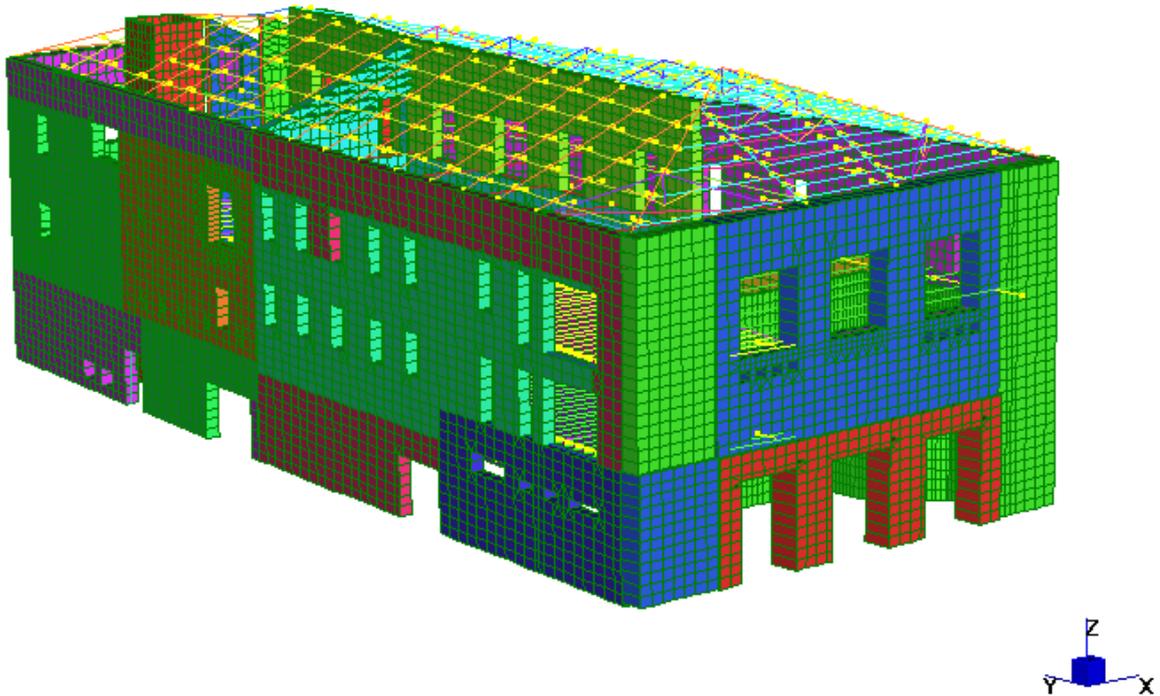


Figura 7.1 - Modello 3D in Straus7 di Palazzo Valloni rinforzato;
i colori diversi corrispondono a differenti valori di coppie c e ϕ della muratura

7.1 Analisi spettrale

Per eseguire l'analisi sono stati utilizzati gli stessi parametri e la stessa metodologia di calcolo esposta nel paragrafo 5.2. I risultati così ottenuti per il modello rinforzato sono di seguito riportati, esclusi i valori meno significativi:

EXCITATION CASE 1: "Spettro Orizz VX"

Direction Vector: (1.000000E+00, 0.000000E+00, 0.000000E+00)

Spectral Table : spettro orizzontale

EXCITATION FACTORS FOR CASE 1: "Spettro Orizz VX"

| Mode | Spectral Value | Excitation | Amplitude | Participation (%) |
|------|----------------|--------------|--------------|-------------------|
| 1 | 2.777693E+00 | 1.357391E+03 | 2.473773E+00 | 67.830 |

TOTAL MASS PARTICIPATION:

90.741%

EXCITATION CASE 2: "Spettro Orizz VY"

Direction Vector: (0.000000E+00, 1.000000E+00, 0.000000E+00)

Spectral Table : spettro orizzontale

EXCITATION FACTORS FOR CASE 2: "Spettro Orizz VY"

| Mode | Spectral Value | Excitation | Amplitude | Participation (%) |
|------|----------------|--------------|--------------|-------------------|
| 2 | 2.964255E+00 | 5.926300E+02 | 6.067564E-01 | 12.929 |
| 16 | 3.249427E+00 | 4.245361E+02 | 8.477915E-02 | 6.635 |

TOTAL MASS PARTICIPATION:

91.304%

EXCITATION CASE 3: "Spettro Vert VZ"
 Direction Vector: (0.000000E+00, 0.000000E+00, 1.000000E+00)
 Spectral Table : spettro verticale

EXCITATION FACTORS FOR CASE 3: "Spettro Vert VZ"

| Mode | Spectral Value | Excitation | Amplitude | Participation (%) |
|------|----------------|--------------|--------------|-------------------|
| 37 | 2.830233E+00 | 2.853274E+02 | 2.775767E-02 | 4.358 |
| 38 | 2.823172E+00 | 3.618817E+02 | 3.458955E-02 | 7.010 |
| 45 | 2.764906E+00 | 2.851533E+02 | 2.345021E-02 | 4.352 |
| 46 | 2.755794E+00 | 4.063081E+02 | 3.261032E-02 | 8.836 |
| 47 | 2.751299E+00 | 2.083792E+02 | 1.652350E-02 | 2.324 |
| 48 | 2.746550E+00 | 1.841571E+02 | 1.441651E-02 | 1.815 |
| 49 | 2.742407E+00 | 3.297283E+02 | 2.552353E-02 | 5.819 |
| 51 | 2.726117E+00 | 1.784472E+02 | 1.320889E-02 | 1.704 |
| 53 | 2.712701E+00 | 2.889671E+02 | 2.060366E-02 | 4.469 |
| 54 | 2.709174E+00 | 2.456894E+02 | 1.734470E-02 | 3.231 |
| 66 | 2.623587E+00 | 3.367364E+02 | 1.844065E-02 | 6.069 |
| 70 | 2.605538E+00 | 1.405641E+02 | 7.271159E-03 | 1.058 |
| 71 | 2.604912E+00 | 1.419743E+02 | 7.329427E-03 | 1.079 |
| 72 | 2.602922E+00 | 3.069345E+02 | 1.574485E-02 | 5.043 |
| 74 | 2.596306E+00 | 1.411753E+02 | 7.089288E-03 | 1.067 |

 TOTAL MASS PARTICIPATION: 75.975%

Anche in questo caso, come nel caso non rinforzato, essendo la massa partecipante al primo modo (direzione x) pari al 67,83% e quindi maggiore del 60%, per la NTC08 è stato possibile eseguire un'analisi statica non lineare (pushover).

7.2 Analisi statica non lineare (Pushover)

7.2.1 Pushover con accelerazione orizzontale in direzione x

Come esposto nel paragrafo 5.2, è stata applicata un'accelerazione lineare in direzione orizzontale x pari alla forza di gravità (9,81 m/s²). Tale accelerazione è stata immessa nel modello attraverso step di carico successivi, nei quali è stato di volta in volta incrementato il valore del fattore moltiplicativo, si veda tabella 7.2 seguente.

| Step | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|
| Load Case | 0,5 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 0,0 | 0,0 | 0,50 | 1,00 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 |

| Step | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| Load Case | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 2,50 | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,50 | 3,75 | 4,00 | 4,1 |

Tabella 7.2 - Incrementi di carico attraverso step successivi con relativi fattori di carico.

Nei primi 2 step di carico, non è stata applicata nessuna forza orizzontale.

Attraverso l'analisi pushover, si è quindi arrivati alla costruzione di un grafico forza-spostamento (Figura 7.2), in particolare taglio alla base V_b e spostamenti di tre nodi presi sulla sommità dell'edificio, in particolare i nodi scelti sono: 7234, 8872, 7232 (si veda Figura 5.4).

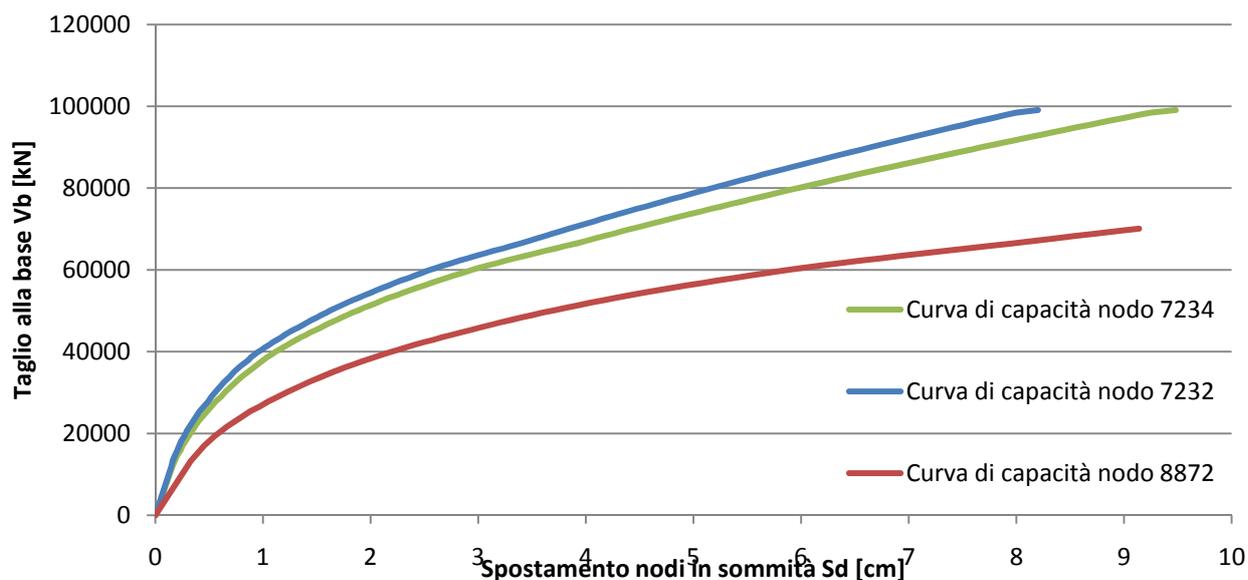


Figura 7.2 - Curva di capacità dei 3 punti di controllo nella direzione x

7.2.2 Metodo N2 - direzione x, punto 7234

Considero il punto 7234:

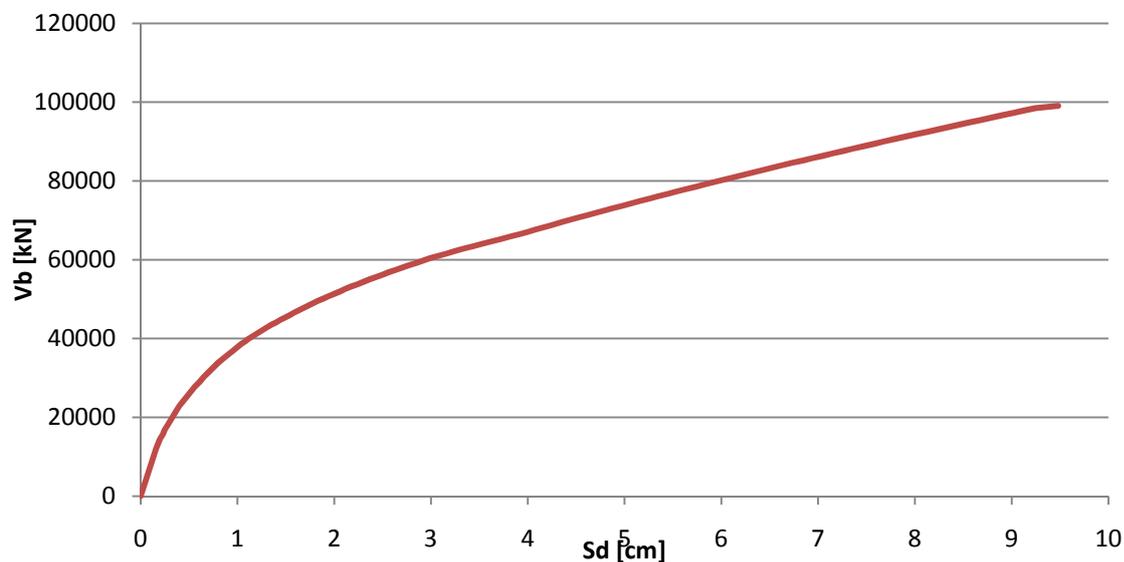


Figura 7.3 - Curva di capacità del nodo 7234

Si riportano nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 7.3:

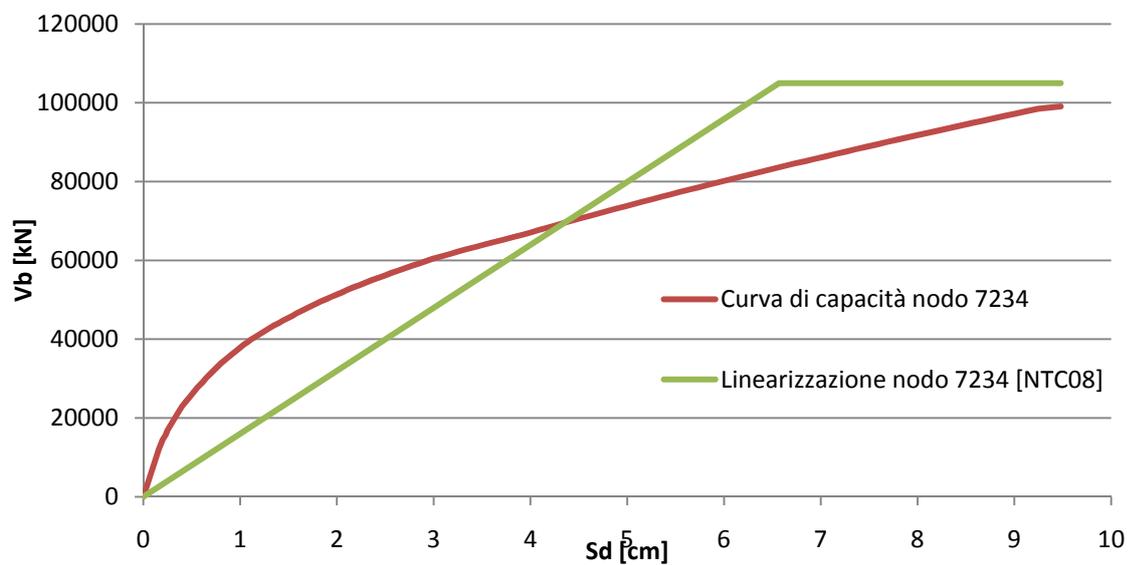


Figura 7.4 - Curva di capacità del nodo 7234 e relativa linearizzazione ottenuta con la normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 6,57\text{ cm} = 0,0657\text{ m}$ e $F_y = 104981,094\text{ kN} = 104981094\text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2445929 \cdot 0,0657}{104981094}} = 0,246\text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m :

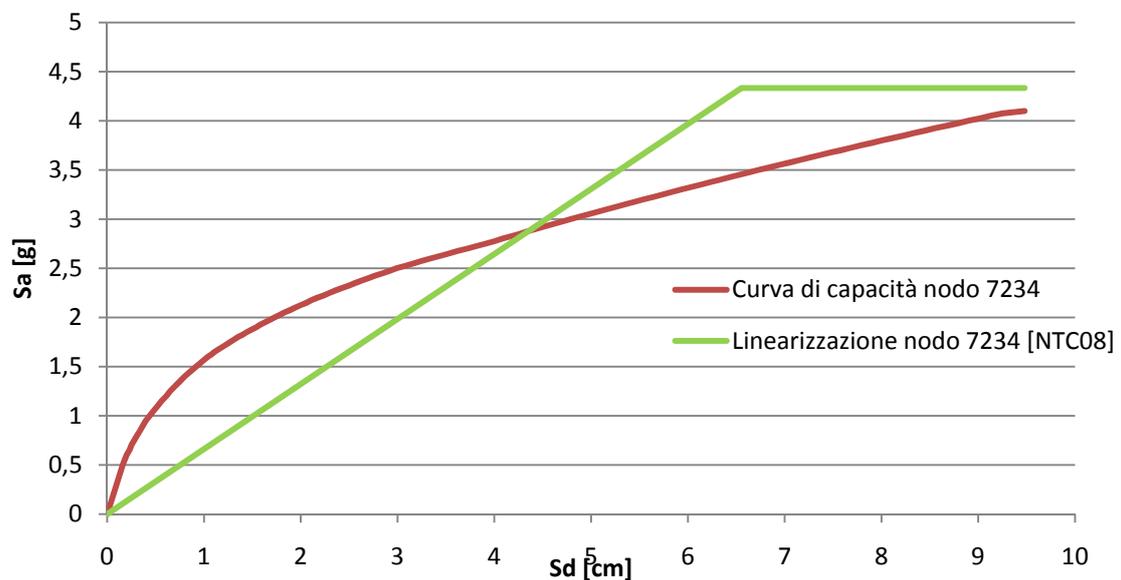


Figura 7.5 - Curva di capacità del nodo 7234 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_\mu = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

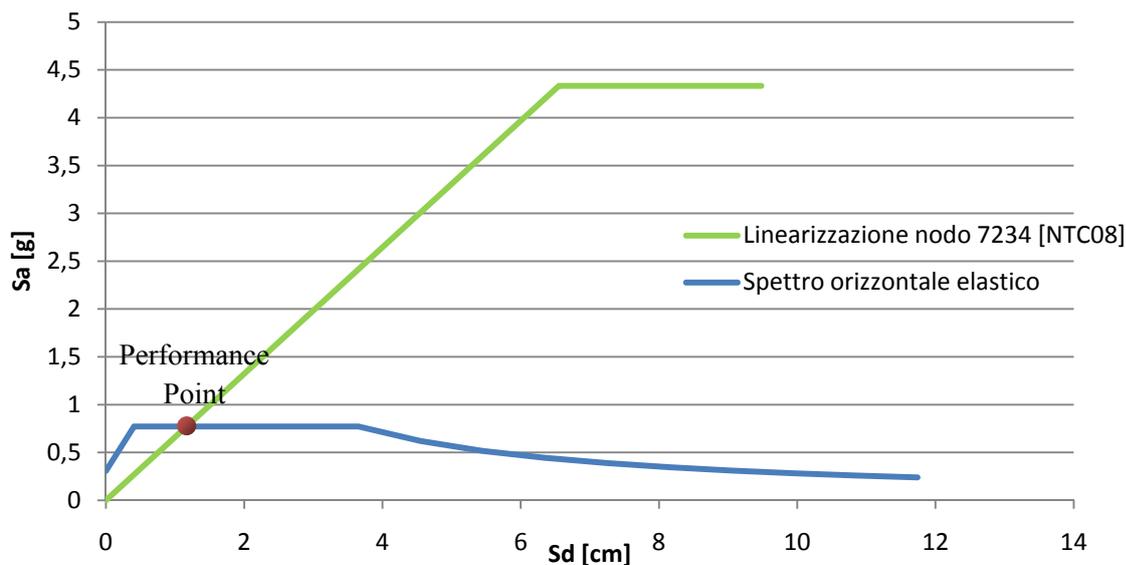


Figura 7.6 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 1,167 \text{ cm} = 0,0167 \text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{1,167}{6,57} = 0,177$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata sottoposta ad accelerazioni in direzione x .

7.2.3 Metodo N2 - direzione x, punto 7232

Considero il punto 7232:

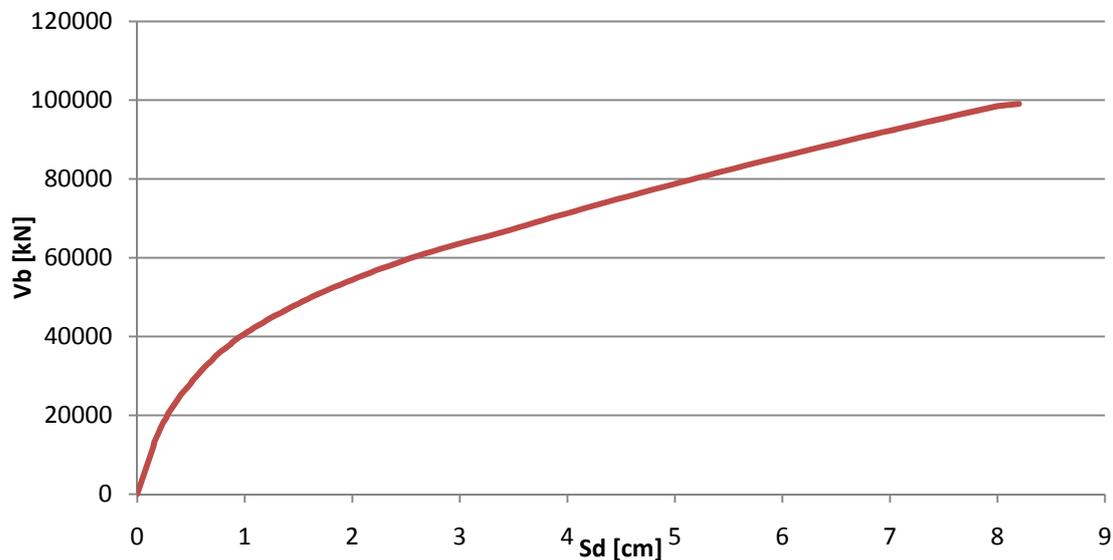


Figura 7.7 - Curva di capacità del nodo 7232

Si riportano nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 7.7:

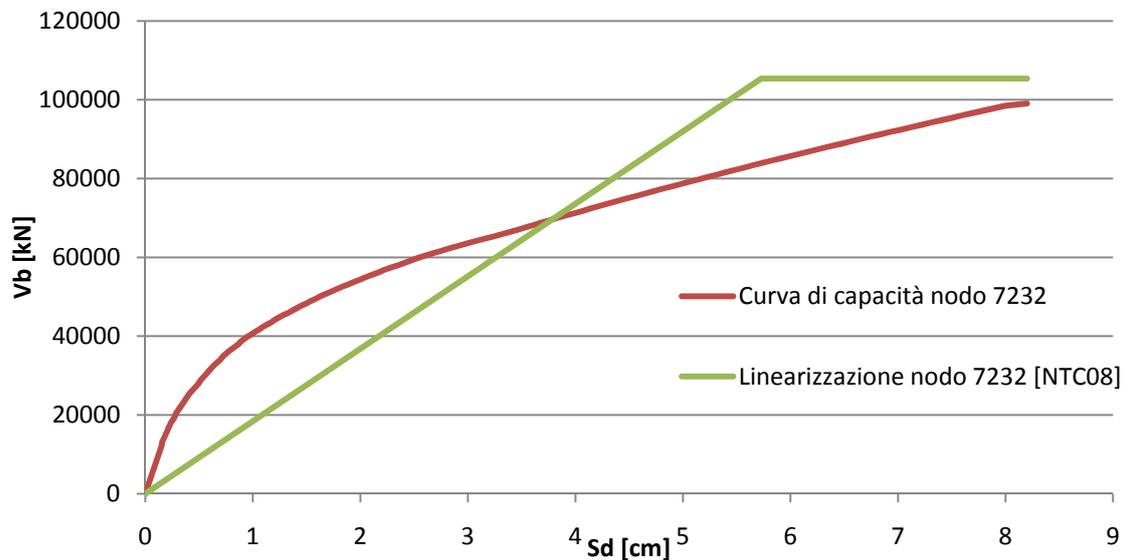


Figura 7.8 - Curva di capacità del nodo 7232 e relativa linearizzazione ottenuta con la due normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 5,73 \text{ cm} = 0,0573 \text{ m}$ e $F_y = 105379,140 \text{ kN} = 105379140 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2463469 \cdot 0,0573}{105379140}} = 0,229 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m :

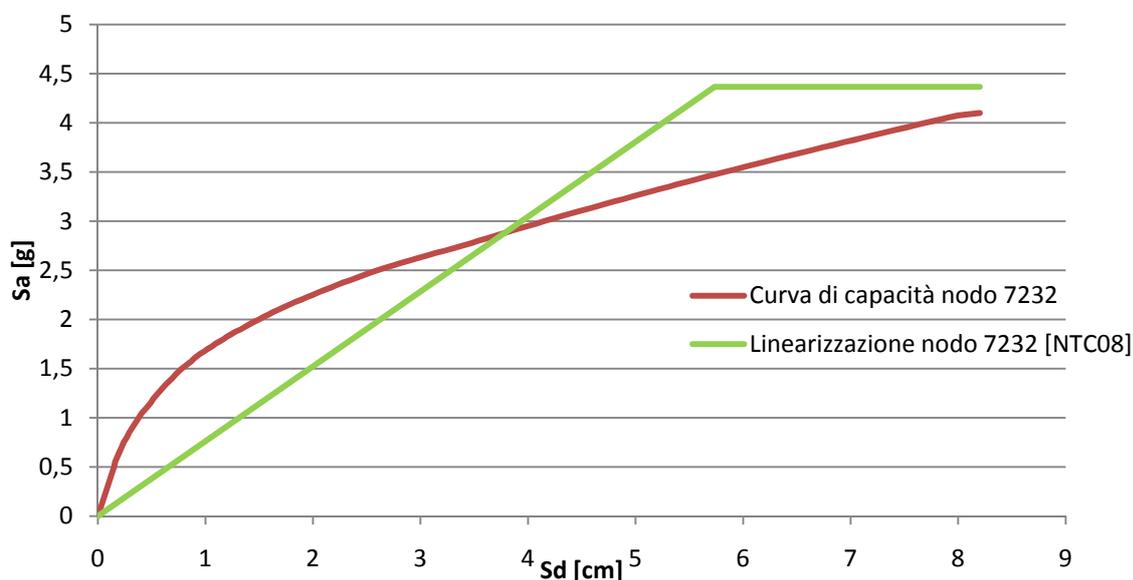


Figura 7.9 - Curva di capacità del nodo 7232 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_\mu = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

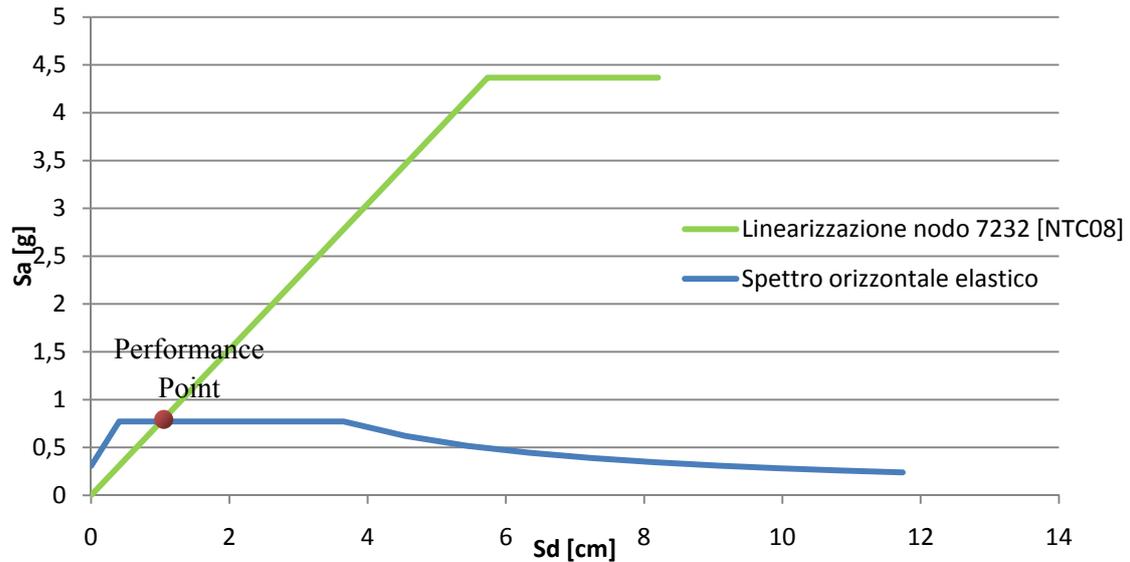


Figura 7.10 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 1,014 \text{ cm} = 0,01014 \text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{1,014}{5,73} = 0,177$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata, anche sottoposta ad accelerazioni in direzione x .

7.2.4 Metodo N2 - direzione x, punto 8872

Considero il punto 8872:

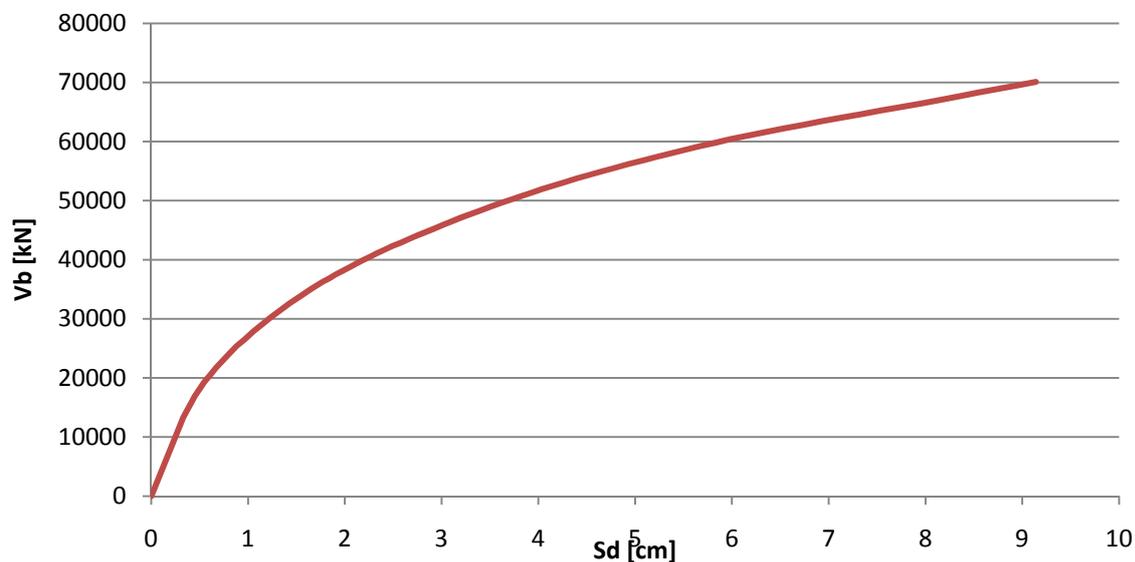


Figura 7.11 - Curva di capacità del nodo 8872

Si riportano nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 7.11:

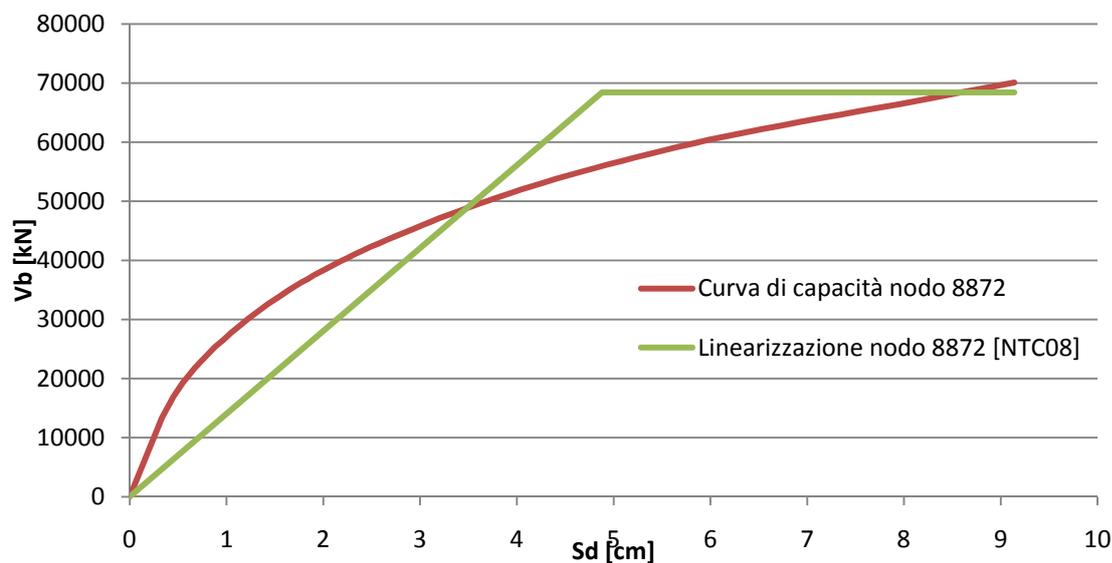


Figura 7.12 - Curva di capacità del nodo 8872 e relativa linearizzazione ottenuta con la due normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 4,88 \text{ cm} = 0,0488 \text{ m}$ e $F_y = 68407,134 \text{ kN} = 68407134 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2463469 \cdot 0,0488}{68407134}} = 0,26 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m:

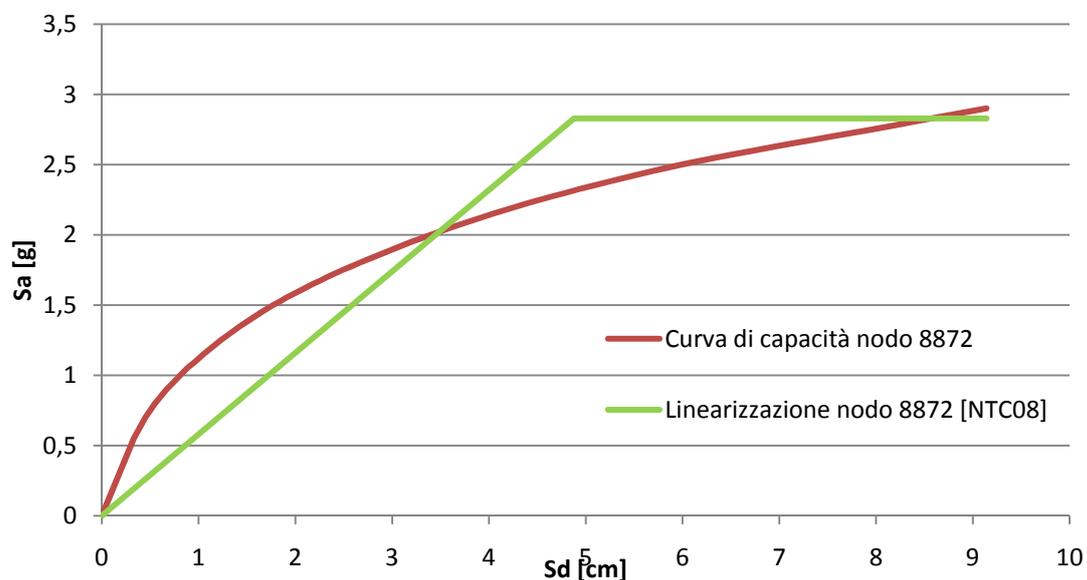


Figura 7.13 - Curva di capacità del nodo 8872 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_\mu = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

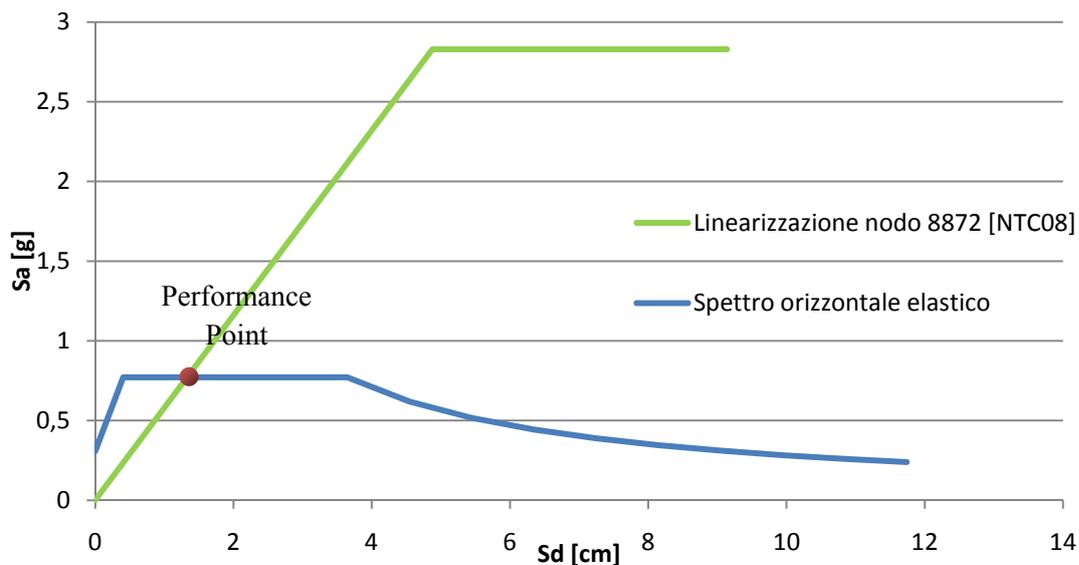


Figura 7.14 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 1,3 \text{ cm} = 0,013 \text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{1,3}{4,88} = 0,27$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata, anche sottoposta ad accelerazioni in direzione x .

È stato quindi riscontrato che considerando il punto in sommità 7234 o il 7232, il valore del parametro di vulnerabilità rimane pressoché invariato, mentre aumenta considerando il nodo 8872.

7.2.5 Pushover con accelerazione orizzontale in direzione y

È stata applicata un'accelerazione lineare in direzione orizzontale y pari alla forza di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$). Tale accelerazione è stata immessa nel modello attraverso step di carico successivi, nei quali è stato di volta in volta incrementato il valore del fattore moltiplicativo, si veda tabella 7.3 seguente.

| Step | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|
| Load Case | 0,5 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 0,0 | 0,0 | 0,50 | 1,00 | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,25 |

| Step | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| Load Case | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Acc. Orizz. | 2,50 | 2,75 | 3,00 | 3,25 | 3,50 | 3,75 | 4,00 | 4,1 |

Tabella 7.3 - Incrementi di carico attraverso step successivi con relativi fattori di carico.

Nei primi 2 step di carico, non è stata applicata nessuna forza orizzontale.

Attraverso l'analisi pushover, si è quindi arrivati alla costruzione di un grafico forza-spostamento, in particolare taglio alla base V_b e spostamenti di tre nodi presi sulla sommità dell'edificio, in particolare i nodi scelti sono: 7234, 8872, 7232 (si veda l'immagine seguente).

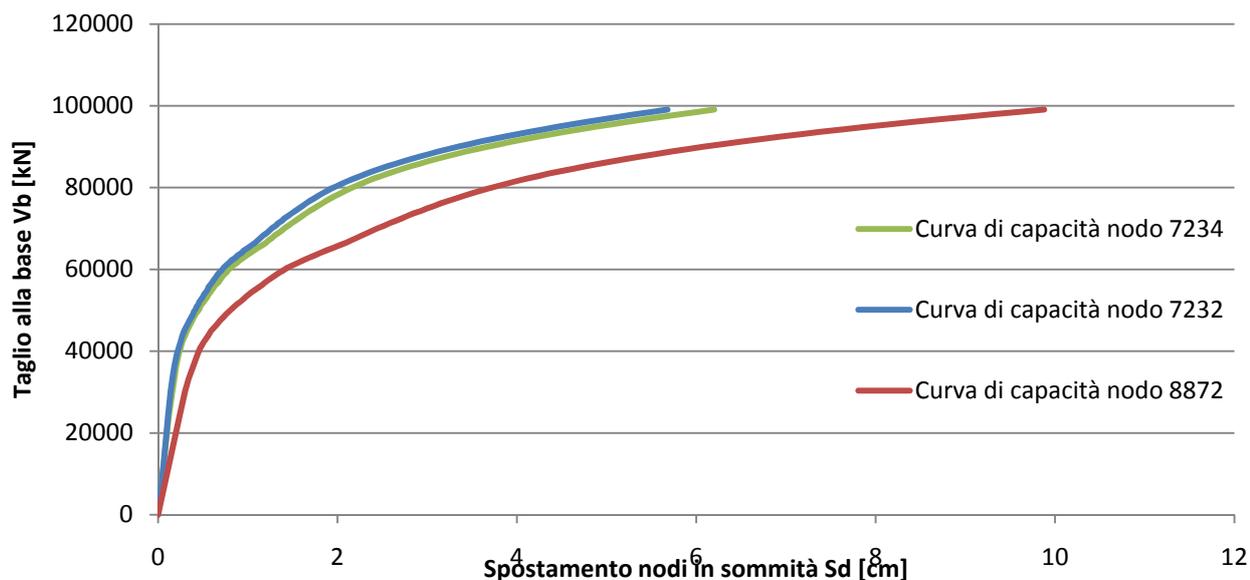


Figura 7.15 - Curva di capacità dei 3 punti di controllo nella direzione y

Di seguito si riporta il calcolo del parametro di vulnerabilità relativo ai punti 7234, 7232 e 8872. Utilizzo lo stesso procedimento esposto nel paragrafo 6.3.1 per analizzare i 3 punti di controllo.

7.2.6 Metodo N2 - direzione y, punto 7234

Considero il punto 7234:

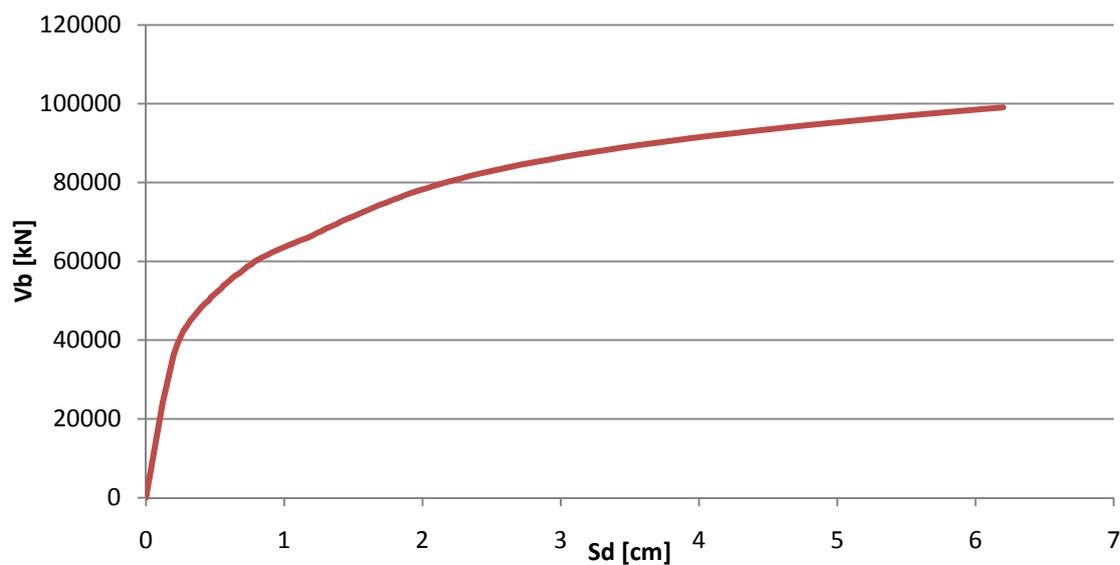


Figura 7.16 - Curva di capacità del nodo 7234

Si riportano nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 7.16:

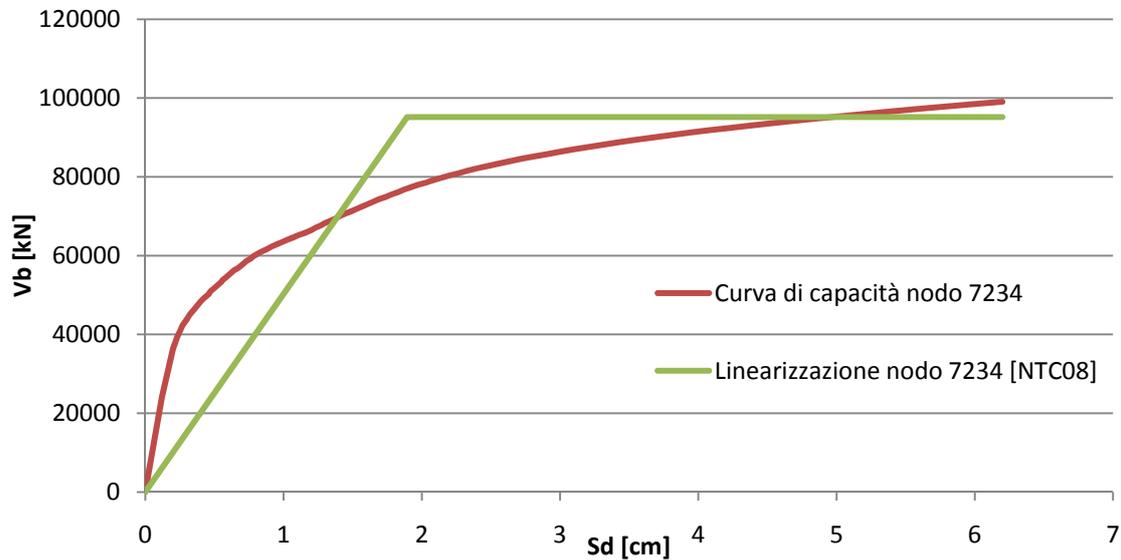


Figura 7.17 - Curva di capacità del nodo 7234 e relativa linearizzazione ottenuta con la normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 1,89 \text{ cm} = 0,0189 \text{ m}$ e $F_y = 95164,682 \text{ kN} = 95164682 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2445929 \cdot 0,0189}{95164682}} = 0,139 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m:

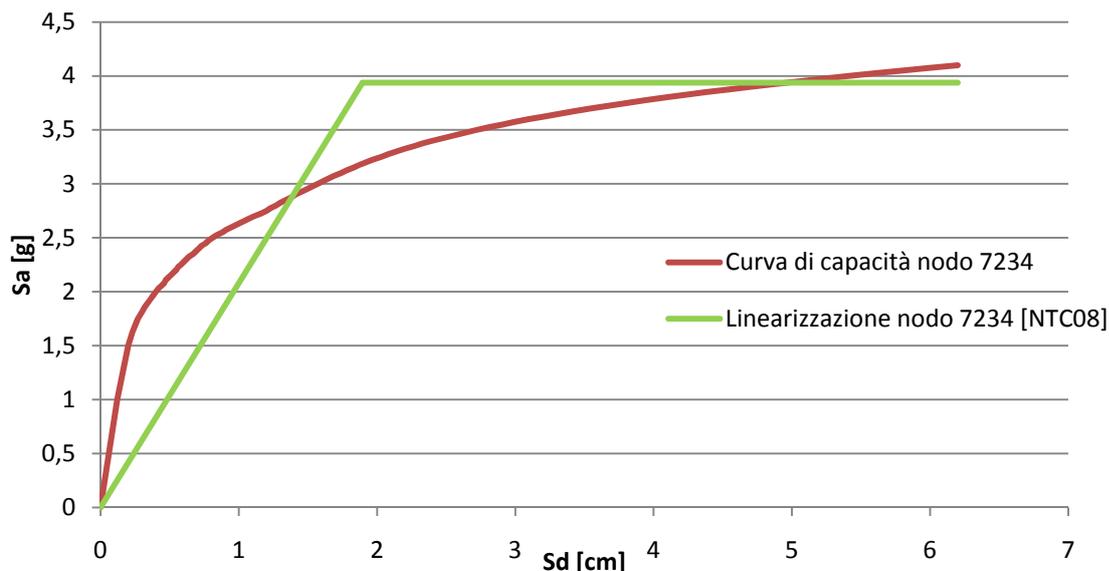


Figura 7.18 - Curva di capacità del nodo 7234 e relativa linearizzazione
ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_{\mu} = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

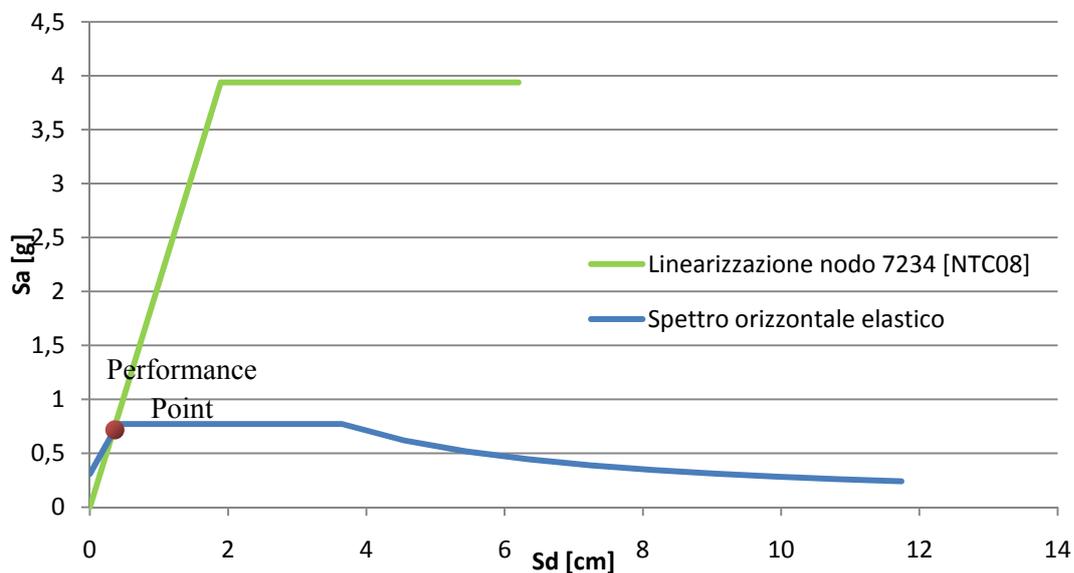


Figura 7.19 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,684 \text{ g} = 6,72 \text{ m/s}^2$$

$$S_d = 0,33 \text{ cm} = 0,0033 \text{ m}$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{0,33}{1,89} = 0,175$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata sottoposta ad accelerazioni in direzione y .

7.2.7 Metodo N2 - direzione y , punto 7232

Considero il punto 7232:

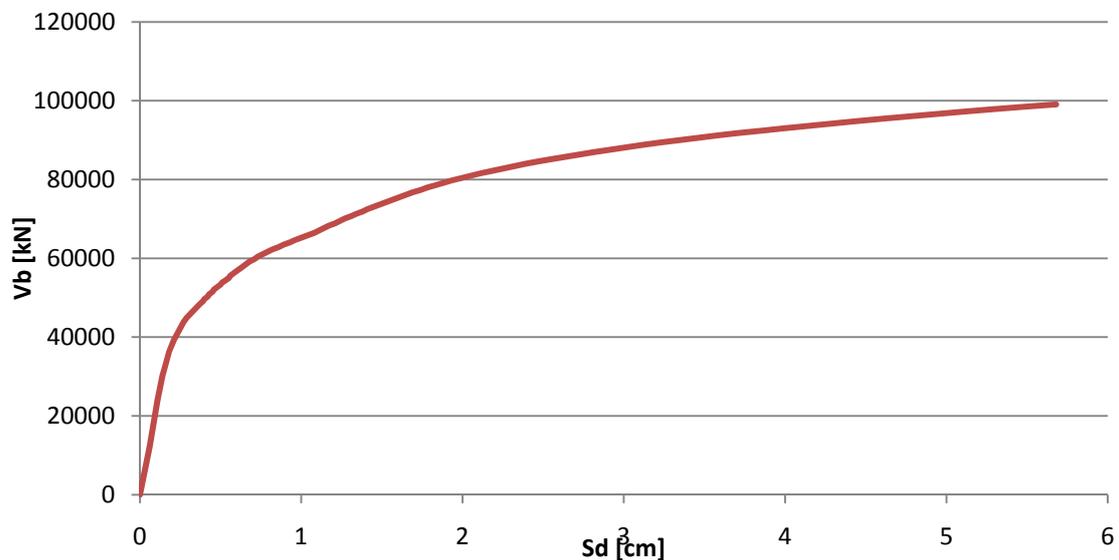


Figura 7.20 - Curva di capacità del nodo 7232

Si riportano nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 7.20:

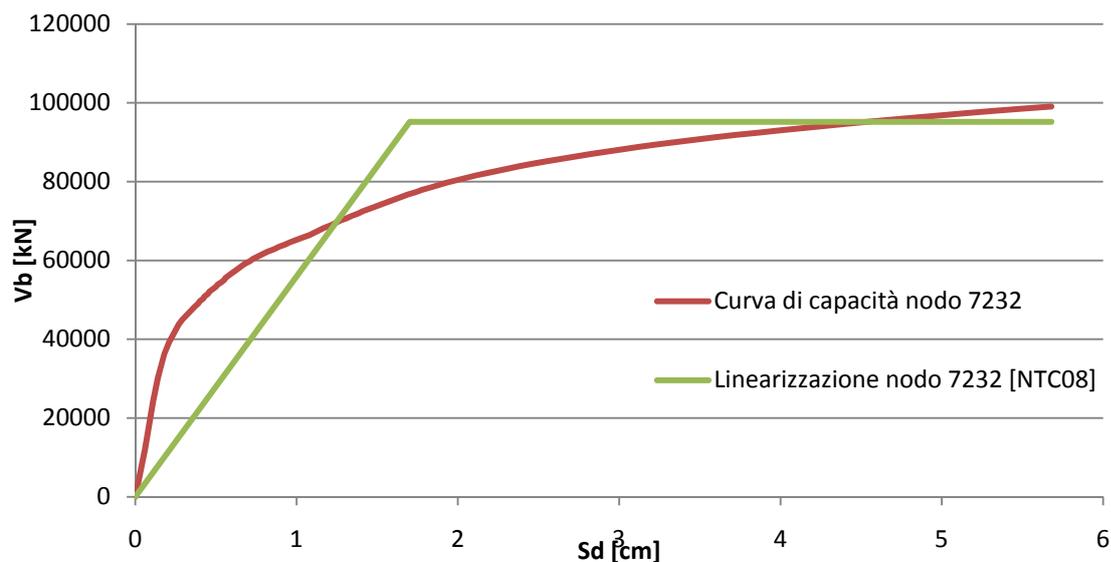


Figura 7.21 - Curva di capacità del nodo 7232 e relativa linearizzazione ottenuta con la due normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 1,7 \text{ cm} = 0,017 \text{ m}$ e $F_y = 95179,175 \text{ kN} = 951791753 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2463469 \cdot 0,017}{951791753}} = 0,132 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m :

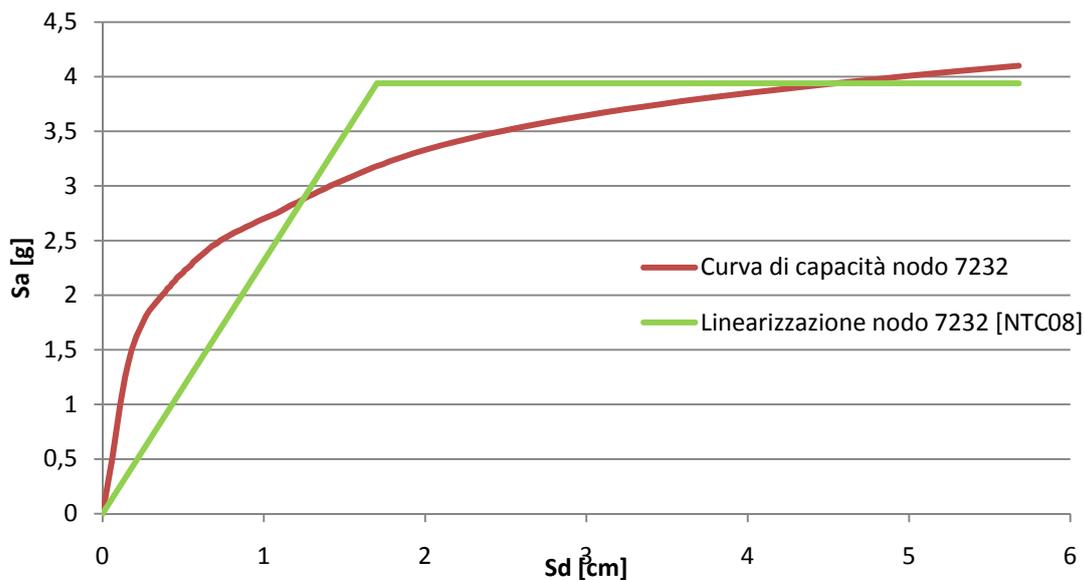


Figura 7.22 - Curva di capacità del nodo 7232 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_{\mu} = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

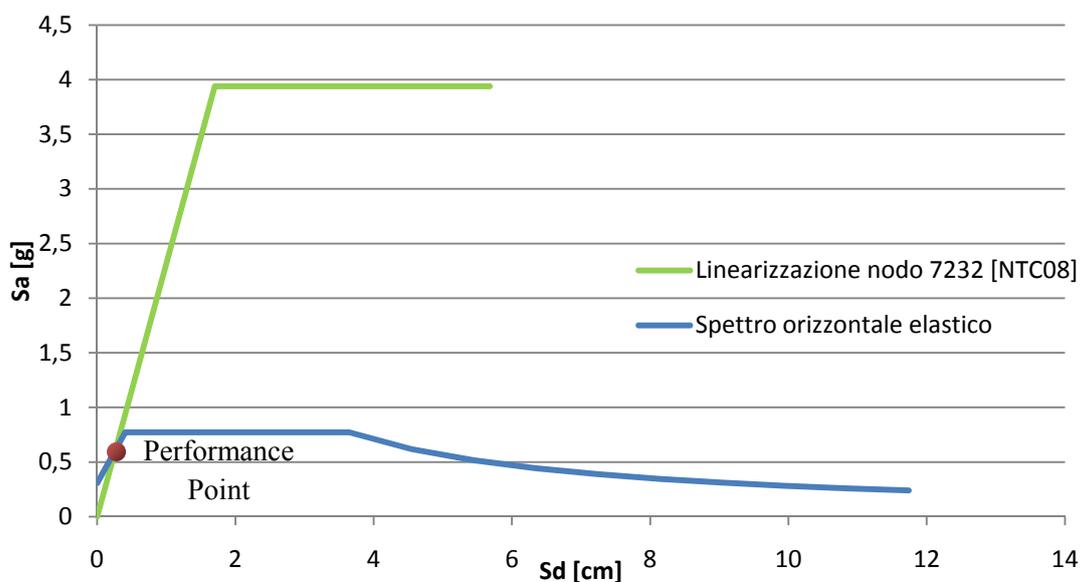


Figura 7.23 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,609 g = 5,97 m/s^2$$

$$S_d = 0,263 cm = 0,0026 m$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{0,263}{1,7} = 0,154$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata, anche sottoposta ad accelerazioni in direzione y .

7.2.8 Metodo N2 - direzione y , punto 8872

Considero il punto 8872:

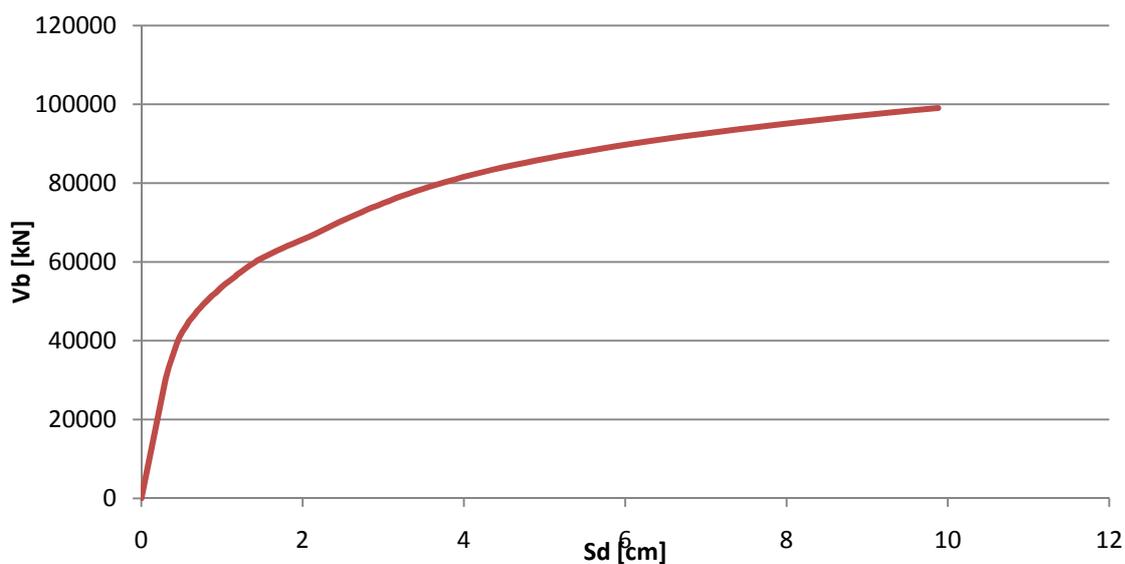


Figura 7.24 - Curva di capacità del nodo 8872

Si riportano nel grafico seguente le due curve ottenute tramite la linearizzazione suggerita dalla normativa NTC08 e la curva di Figura 7.24:

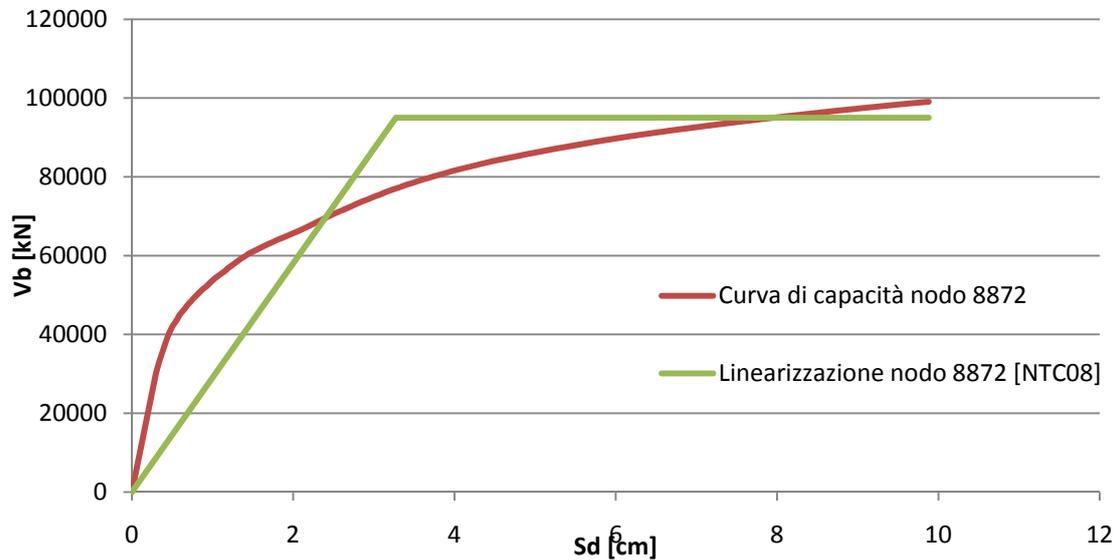


Figura 7.25 - Curva di capacità del nodo 8872 e relativa linearizzazione ottenuta con la due normativa NTC08

Il punto di snervamento della curva linearizzata è individuato dai valori $D_y = 3,27 \text{ cm} = 0,0327\text{m}$ e $F_y = 95014,625 \text{ kN} = 95014625 \text{ N}$.

Il periodo elastico T del sistema bilineare è stato ottenuto dalla seguente espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot D_y}{F_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{2463469 \cdot 0,0327}{95014625}} = 0,183 \text{ s}$$

La curva nel formato ADRS è la seguente, ottenuta dividendo i valori delle forze nel diagramma F - D per la massa m:

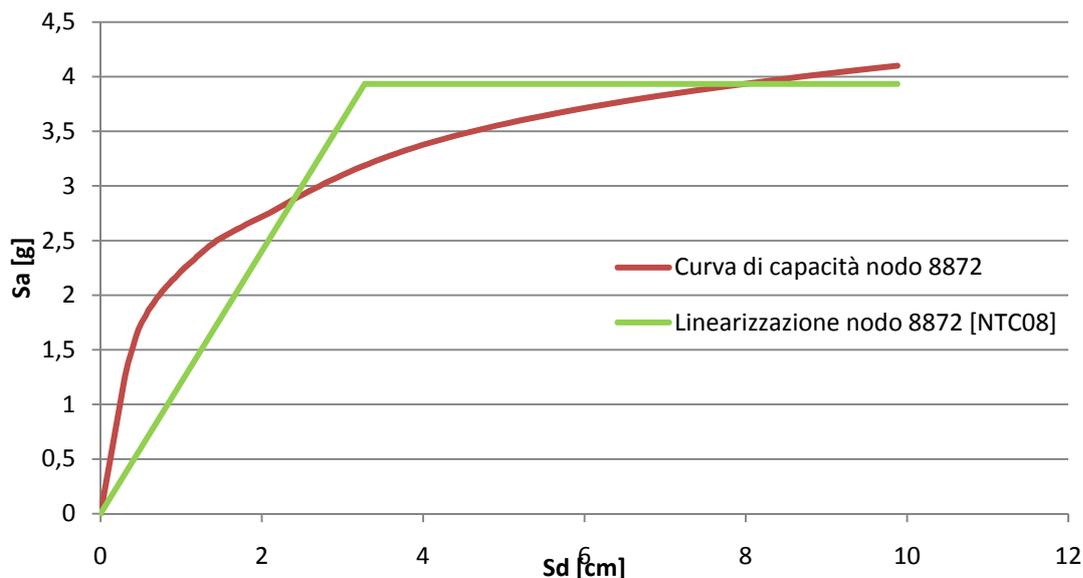


Figura 7.26 - Curva di capacità del nodo 8872 e relativa linearizzazione ottenuta attraverso la normativa NTC08 in formato ADRS

In questo caso, la linearizzazione della curva di capacità interseca lo spettro elastico, per cui $R_{\mu} = 1$. Tale intersezione individua direttamente il *Performance Point* e non è stato quindi eseguito il calcolo suggerito da Fajfar nel metodo N2.

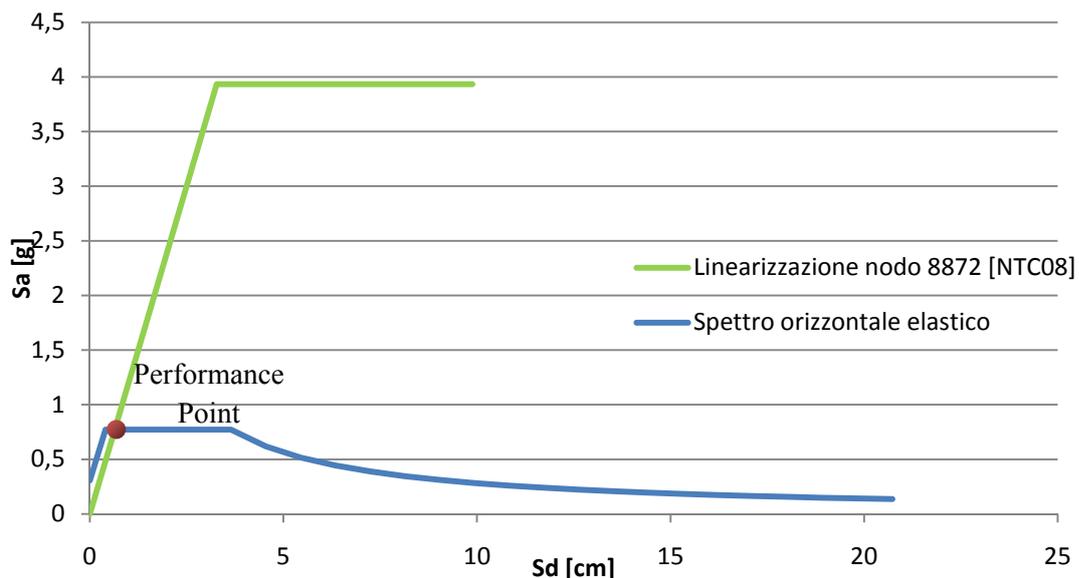


Figura 7.27 - Determinazione del Performance Point

Il *Performance Point* rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta. Le sue coordinate sono:

$$S_a = 0,772g = 7,57m/s^2$$

$$S_d = 0,643 cm = 0,00643 m$$

Nota la capacità e la domanda di spostamento per le diverse zone sismiche e per le diverse categorie del suolo di fondazione, è stato possibile valutare il parametro di vulnerabilità definito nel seguente modo:

$$V_{dsp} = \frac{\Delta d}{\Delta c} = \frac{0,643}{3,27} = 0,196$$

dove:

Δd è la domanda di spostamento

Δc è la capacità di spostamento

L'eccedenza rispetto all'unità del valore del parametro di vulnerabilità indica la misura del grado di inadeguatezza della struttura.

Il risultato mostra che il parametro di vulnerabilità assume valore inferiore all'unità per il sito in cui si trova, pertanto la struttura risulta sismicamente adeguata, anche sottoposta ad accelerazioni in direzione y .

È stato quindi riscontrato che considerando il punto in sommità 7234 o il 7232 o il 8872, il valore del parametro di vulnerabilità rimane pressoché invariato ed uguale a circa 0,2.

8. Conclusioni e discussione dei risultati

8.1 Discussione dei risultati

Premettendo che le analisi svolte sono state eseguite con lo scopo di un ulteriore studio sulla struttura dell'edificio in esame, in particolare sono state eseguite analisi statiche non lineari (pushover) che hanno portato a risultati interessanti sotto il profilo della capacità resistente della struttura alle accelerazioni orizzontali. È stato riscontrato che l'edificio originale, con l'aggiunta dei soli setti in c.a. dei due ascensori e con l'inserimento di alcune travi in acciaio a sostegno dei solai, si mantiene in campo elastico quando sottoposto allo spettro sismico orizzontale elastico calcolato per il sito in esame. Questo stato è verificato in entrambe le direzioni principali nel piano orizzontale, ossia in direzione x e y .

Sottoponendo alle stesse analisi pushover anche l'edificio rinforzato, si veda il capitolo 7, si è riscontrato un forte aumento della capacità resistente alle accelerazioni orizzontali, come riassunto in maniera sintetica nella tabella 8.1 seguente. Il parametro di vulnerabilità, critico per valori superiori all'unità, si è notevolmente ridotto indicando quindi una maggiore sicurezza dell'intera struttura e di conseguenza delle persone/pubblico che in futuro usufruiranno del nuovo Palazzo Valloni. Fine questo importantissimo perseguito dalle attuali normative internazionali e nazionali in modo da salvaguardare sempre più la vita delle persone in caso di evento sismico.

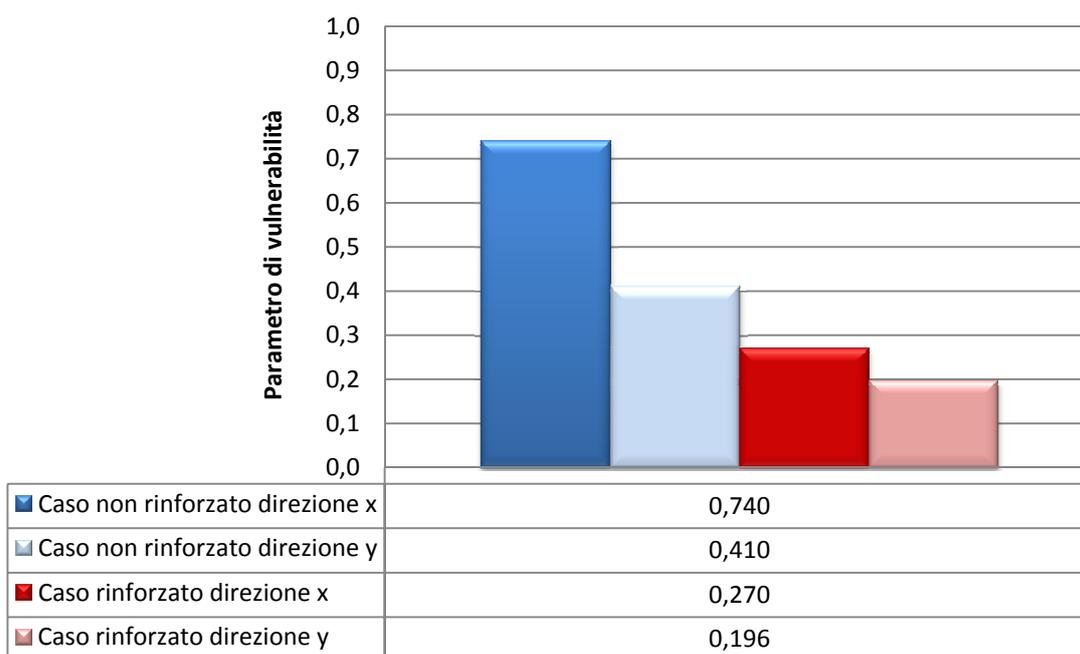


Tabella 8.1 - Valori del parametro di vulnerabilità a confronto

Come si può vedere dai grafici seguenti (Figure 8.1 e 8.2), lo snervamento si raggiunge per valori molto più alti rispetto al caso non rinforzato. Sono stati calcolati incrementi dell'ordine del 100% e del 68%, rispettivamente in direzione x e y , per lo spostamento D_y ; del 267% e del 108%, rispettivamente in direzione x e y , per l'accelerazione orizzontale S_a e di conseguenza del taglio alla base V_b .

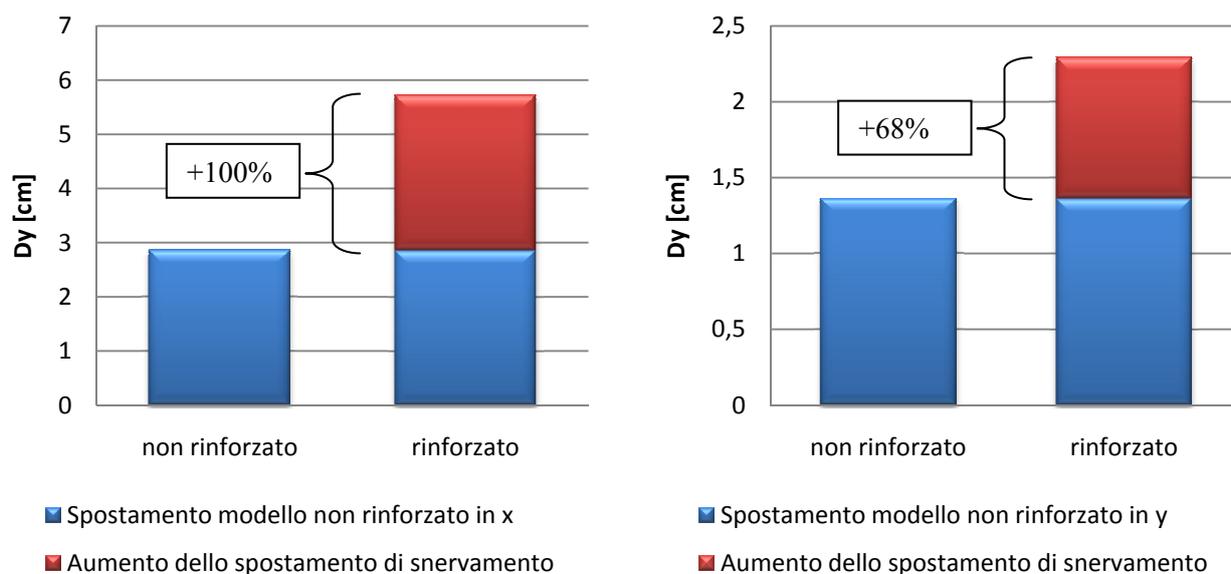


Figura 8.1 - Aumento in % dello spostamento di snervamento D_y rispettivamente in x e y

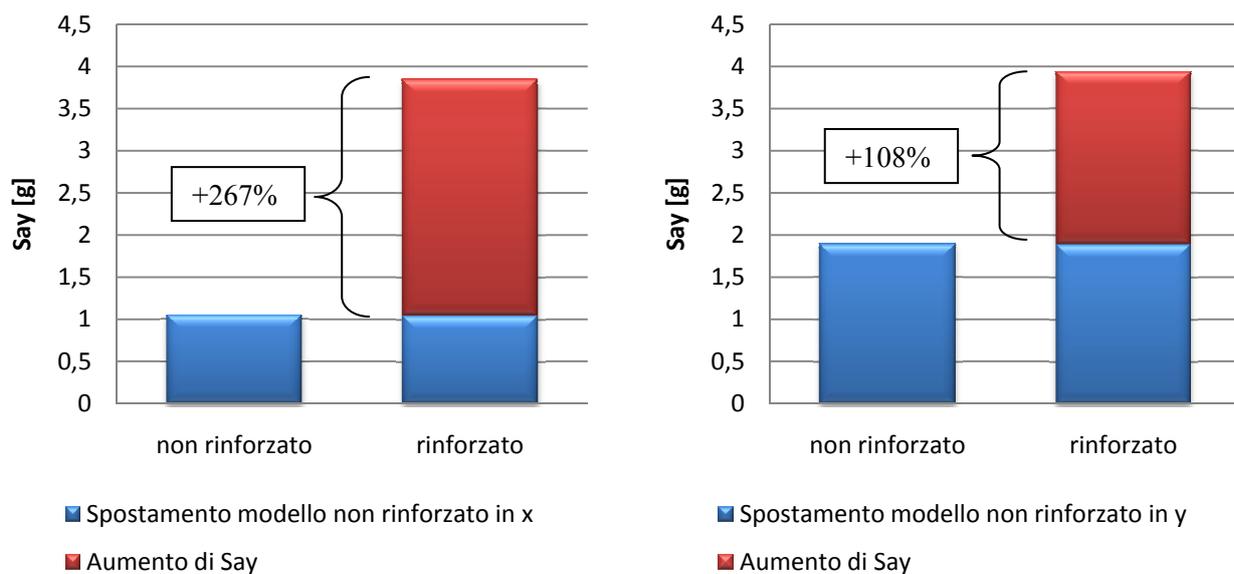


Figura 8.2 - Aumento in % dell'accelerazione orizzontale S_{ay} rispettivamente in x e y

Combinando i risultati con la combinazione quadratica SRSS, sono stati ottenuti i seguenti grafici:

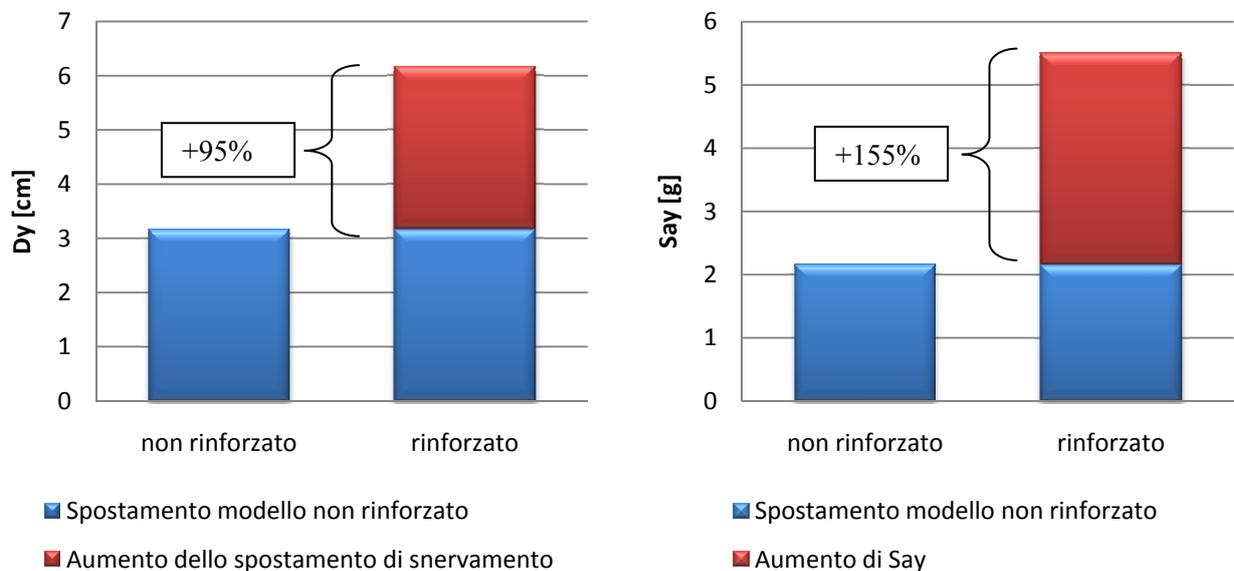


Figura 8.3 - Aumento in % dello spostamento di snervamento D_y e dell'accelerazione orizzontale S_{ay} ottenuto con la combinazione quadratica SRSS

Questi incrementi indicano quindi che il punto di snervamento si è spostato verso valori più elevati, comportando quindi un ampliamento del campo elastico nel comportamento strutturale dell'edificio, garantendo quindi, come accennato in precedenza, la possibilità

di resistere ad eventi sismici di maggiore intensità e di conseguenza permettendo di salvaguardare in maniera più adeguata e idonea la vita delle persone.

8.2 Spunto di riflessione

Sono state eseguite anche analisi nelle quali è stata considerata anche la *non linearità geometrica*, oltre alla *non linearità del materiale*; purtroppo tali elaborazioni richiedono un tempo nettamente superiore rispetto alle analisi con la sola non linearità del materiale. Confrontando però i rami iniziali delle curve di capacità ottenute con i due diversi tipi di calcoli, si è osservato che tali risultati pressoché coincidono, c'è uno scarto di circa il 2% solo per alcuni valori e anche i relativi grafici sono pressoché uguali (si veda figura e tabella seguente). Ciò potrebbe essere uno spunto per un ulteriore lavoro di ricerca per valutare quanto la non linearità geometrica influisca sull'analisi pushover di edifici in muratura.

Si riportano nella tabella seguente i valori calcolati per il nodo 7232 dai due diversi tipi di analisi confrontandoli l'uno con l'altro e valutando lo scarto percentuale tra i due risultati a parità di accelerazione orizzontale impressa S_a [g], e il grafico delle curve di capacità relative alle due analisi che, come si può vedere, sono pressoché coincidenti.

Non riporto i risultati per le altre direzioni principali e per il modello rinforzato, dato che lo scarto percentuale tra i valori si mantiene sempre sullo stesso ordine di grandezza.

Punto 7232, direzione x, modello non rinforzato

| non linear material | | non linear material and non linear geometry | | scarto % tra i 2 valori | S_a [g] |
|---------------------|-----------|---|-----------|-------------------------|-----------|
| S [g] | spost [m] | S [g] | spost [m] | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | | |
| 0,15 | 0,0025 | 0,15 | 0,0024 | -4,17 | 0,15 |
| 0,3 | 0,0051 | 0,225 | 0,0037 | | |
| 0,35 | 0,0061 | 0,24 | 0,004 | | |
| 0,375 | 0,0066 | 0,255 | 0,0042 | | |
| 0,4 | 0,0071 | 0,27 | 0,0045 | | |
| 0,4125 | 0,0074 | 0,285 | 0,0048 | | |
| 0,4225 | 0,0077 | 0,3 | 0,0051 | 0,00 | 0,3 |
| 0,4325 | 0,0079 | 0,31 | 0,0052 | | |
| 0,4425 | 0,0081 | 0,32 | 0,0054 | | |
| 0,4525 | 0,0084 | 0,33 | 0,0056 | | |
| 0,4625 | 0,0087 | 0,34 | 0,0058 | | |

| | | | | | |
|--------|--------|------|--------|-------|------|
| 0,4725 | 0,0089 | 0,35 | 0,006 | -1,67 | 0,35 |
| 0,4825 | 0,0092 | 0,36 | 0,0062 | | |
| 0,4913 | 0,0095 | 0,37 | 0,0064 | | |
| 0,5 | 0,0097 | 0,38 | 0,0066 | | |
| 0,505 | 0,0099 | 0,39 | 0,0068 | | |
| 0,51 | 0,01 | 0,4 | 0,007 | -1,43 | 0,4 |
| 0,515 | 0,0102 | 0,41 | 0,0073 | | |
| 0,52 | 0,0103 | 0,42 | 0,0075 | | |
| 0,525 | 0,0105 | 0,43 | 0,0077 | | |
| 0,53 | 0,0107 | 0,44 | 0,008 | | |
| 0,535 | 0,0108 | 0,45 | 0,0082 | | |
| 0,54 | 0,011 | 0,46 | 0,0085 | | |
| 0,545 | 0,0112 | 0,47 | 0,0087 | | |
| 0,55 | 0,0114 | 0,48 | 0,009 | | |
| 0,555 | 0,0115 | 0,49 | 0,0093 | | |
| 0,56 | 0,0117 | 0,5 | 0,0096 | -1,04 | 0,5 |
| 0,565 | 0,0119 | 0,51 | 0,0099 | -1,01 | 0,51 |
| 0,57 | 0,0121 | 0,52 | 0,0102 | -0,98 | 0,52 |
| 0,575 | 0,0123 | 0,53 | 0,0105 | -2,15 | 0,53 |
| 0,58 | 0,0125 | 0,54 | 0,0108 | -1,81 | 0,54 |
| 0,585 | 0,0127 | 0,55 | 0,0111 | -2,28 | 0,55 |
| 0,59 | 0,0129 | 0,56 | 0,0115 | -1,75 | 0,56 |
| 0,595 | 0,0131 | 0,57 | 0,0119 | -1,96 | 0,57 |
| 0,6 | 0,0133 | 0,58 | 0,0122 | -2,05 | 0,58 |
| 0,605 | 0,0135 | 0,59 | 0,0126 | -2,01 | 0,59 |
| 0,61 | 0,0138 | 0,6 | 0,0131 | -1,85 | 0,6 |
| 0,615 | 0,014 | 0,61 | 0,0135 | -2,34 | 0,61 |
| 0,62 | 0,0142 | 0,62 | 0,0139 | -2,00 | 0,62 |
| 0,625 | 0,0144 | 0,63 | 0,0144 | -2,28 | 0,63 |
| 0,63 | 0,0147 | | | | |
| 0,635 | 0,0149 | | | | |
| 0,64 | 0,0151 | | | | |
| 0,645 | 0,0154 | | | | |
| 0,65 | 0,0156 | | | | |
| 0,655 | 0,0159 | | | | |
| 0,66 | 0,0161 | | | | |
| 0,665 | 0,0164 | | | | |
| 0,67 | 0,0167 | | | | |
| 0,675 | 0,0169 | | | | |
| 0,68 | 0,0172 | | | | |
| 0,685 | 0,0175 | | | | |
| 0,69 | 0,0178 | | | | |
| 0,695 | 0,0181 | | | | |
| 0,7 | 0,0183 | | | | |

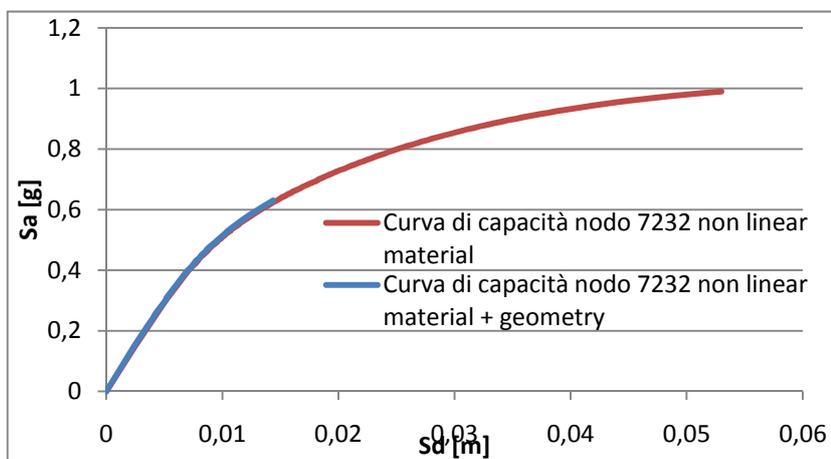


Figura 8.4 - Confronto delle curve di capacità

8.3 Conclusioni

L'aver potuto trattare l'argomento dell'analisi pushover in strutture in muratura è stato per me una grande possibilità di crescita nell'ambito della conoscenza riguardante il mio percorso di studi e anche in un futuro ambito professionale.

Questa tesi di laurea è stata quindi incentrata sullo studio dell'analisi pushover implementata nel software di calcolo agli elementi finiti Straus7, cercando di confrontare i vari risultati ottenuti per trarre le relative conclusioni sulla resistenza dell'edificio in esame; il metodo utilizzato può comunque essere applicato a qualunque struttura in muratura. Nel caso in questione sono stati riscontrati alcuni limiti nell'uso di un codice commerciale: in particolare non è stato possibile applicare un'accelerazione orizzontale lineare con l'altezza dell'edificio, in modo da confrontare con i risultati sopra esposti ottenuti applicando un'accelerazione orizzontale costante, e non è stato possibile cogliere il ramo softening nel grafico forza-spostamento dato che il software utilizzato non permette di lavorare in controllo di spostamento, ma solo in controllo di forza.

L'analisi pushover è ancora poco attuata a causa della complessità di calcolo che comporta di conseguenza un notevole dispendio di tempo; tuttavia sono sicuro che sia un ottimo strumento in mano ai progettisti che permette di cogliere in modo diretto e chiaro la sicurezza sismica di qualunque struttura, facilitando così la scelta di intervento su di essa grazie alla migliore conoscenza che tale analisi comporta sull'edificio.

Bibliografia

- [1] "Norme Tecniche per le Costruzioni" *DM 14/01/2008*
- [2] "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009
- [3] "Progettazione delle strutture in muratura" *Eurocodice 6*, UNI-EN1996:2006
- [4] "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" *Eurocodice 8*, UNI-EN1998:2005
- [5] "Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach" *A. Zucchini, P.B. Lourenço - Computers and Structures 85 (2007) 193-204*
- [6] "Prediction of solid block masonry prism compressive strength using FE model"
Ch. V. Uday Vyas, B.V. Venkatarama Reddy - Materials and Structures (2010) 43:719-735
- [7] "Capacity Spectrum Method based on inelastic demand spectra" *Peter Fajfar - Earthquake Engng. Struct. Dyn. 28, 979-993 (1999)*
- [8] "Structural Analysis in earthquake engineering - A breakthrough of simplified non-linear methods" *Peter Fajfar - 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 843, London, September 2002*

- [9] "Seismic assessment of masonry arch bridges" *Luca Pelà, Alessandra Aprile, Andrea Benedetti* - Engineering Structures 31 (2009) 1777-1788
- [10] "Tecniche di indagine non distruttiva per la diagnostica strutturale della muratura, alla luce delle recenti normative antisismiche" *Giovanni Pascale, Barbara Bonfiglioli, Camilla Colla*
- [11] "Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia." *Antonino Giuffré*, 1993
- [12] "Manuale del recupero Città di Castello" a cura di *Francesco Giovanetti*, 1992
- [13] Sito internet del Comune di Rimini - <http://www.comune.rimini.it/>

Allegato A - Prove Sperimentali

In questo allegato si riporta la relazione eseguita nel dicembre 2009 dallo Studio Associato di Ingegneria degli Ingg. Renato e Massimo Cicchetti di Rimini con la consulenza sismica del Prof. Ing. Andrea Benedetti e del Prof. Ing. Guido Camata.

Introduzione

Il complesso edilizio del Palazzo Valloni è situato a Rimini in zona centrale e si sviluppa come un unico corpo di fabbrica contenente il grande volume del cinema ed una linea affiancata di locali di servizio. Sono quindi presenti all'interno dell'edificio tre pareti murarie principali che si estendono per due piani fuori terra con una altezza complessiva di circa 12 m.

La configurazione in pianta dell'edificio presenta una forma trapezia con una dimensione maggiore dell'altra; le tre pareti principali nella direzione allungata sono poste in modo non simmetrico rispetto all'asse principale e presentano aperture di modeste dimensioni. Le pareti trasversali non hanno grande estensione e sono regolarmente spaziate all'interno dell'edificio nella campata di servizio, mentre sono assenti in quella contenente il volume della sala del cinema. Nella successiva figura 1 sono illustrati i tre piani dell'edificio e i punti nei quali sono stati effettuati i prelievi di campioni murari.

Al fine di costruire un modello ad elementi finiti in grado di stimare la pericolosità sismica dell'edificio, sono state condotte approfondite analisi sull'organismo strutturale in questione, in modo da determinare i parametri fisici e meccanici necessari alla redazione di un attendibile modello, capace di stimare la resistenza dell'edificio nei confronti delle forze sismiche.

Nel seguito della relazione si illustrano i risultati della campagna di rilevamento condotta per verificare la geometria degli elementi componenti la struttura e la distribuzione di resistenza della muratura costituente lo scheletro resistente.

Nella presente relazione saranno quindi affrontati i seguenti temi:

- determinazione della consistenza meccanica e dei valori di resistenza di riferimento per le murature presenti nelle varie zone oggetto di verifica sismica,
- valutazione del grado di affidabilità sismica globale dell'edificio e dei fattori di vulnerabilità intrinseca,
- valutazione dei deterioramenti e dei danni presenti, e delle loro possibili cause,
- criteri di redazione del modello di funzionamento strutturale del complesso.

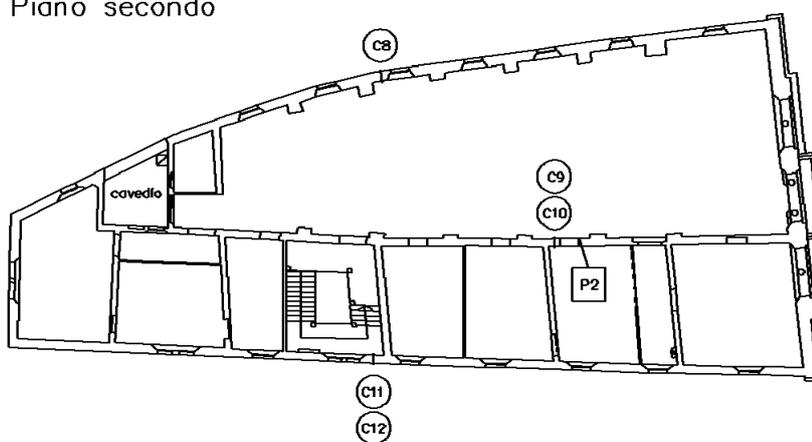
Prelievi

I prelievi sono così suddivisi:

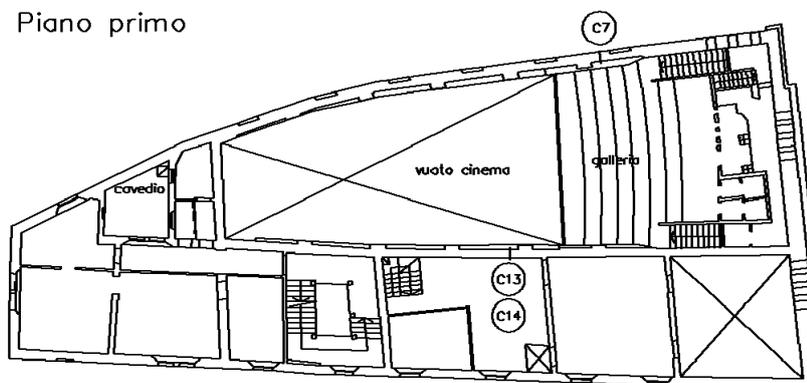
| Piano | Parete A | Parete B | Parete C | Prelievi |
|----------------|----------------|----------|----------|----------|
| <i>Secondo</i> | C8 | C9, C10 | C11, C12 | P2 |
| <i>Primo</i> | C7 | C13, C14 | C15, C16 | |
| <i>Terra</i> | C1, C2, C3, C4 | C5, C6 | C17, C18 | P1, P3 |

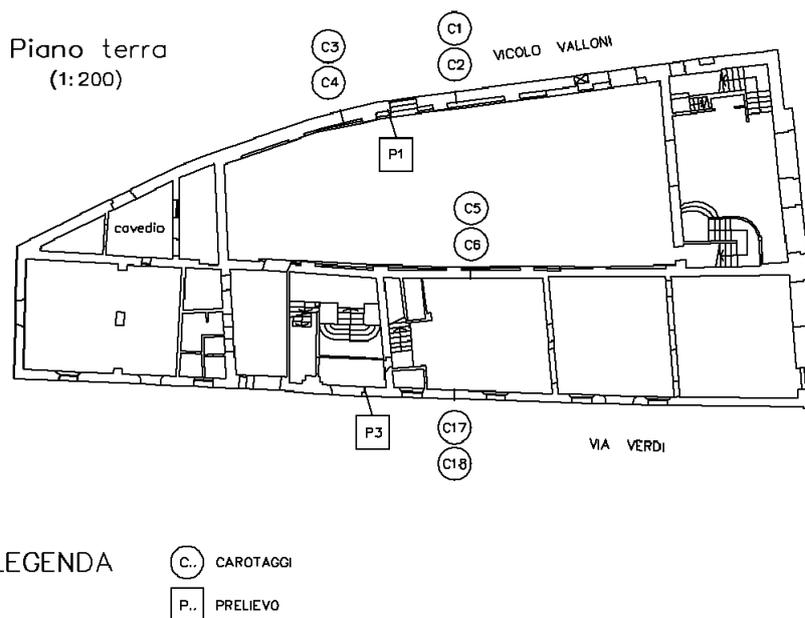
Tab. I: Distinta dei prelievi suddivisi per pareti e piani

Piano secondo



Piano primo





Raccolta delle proprietà meccaniche delle murature

Le proprietà meccaniche delle murature possono essere valutate e discusse criticamente alla luce delle prove effettuate sia in sito, sia in laboratorio. In particolare, si cercherà di correlare il risultato delle prove di laboratorio eseguite nella presente campagna d'indagine con quelle eseguite in sito dallo scrivente, e con l'analisi tipologica e storiografica della tessitura muraria.

La caratterizzazione del comportamento meccanico della muratura attraverso prove di Laboratorio è stata condotta estendendo convenientemente la campionatura alle differenti zone comprese nella zona oggetto di verifica; i dati così ottenuti, una volta analizzati, hanno permesso di precisare le proprietà meccaniche necessarie per definire un modello di calcolo a setti e solai. Come detto, tale modello è in grado di evidenziare eventuali anomalie di comportamento dell'agglomerato edilizio, e di mostrare le risorse plastiche della struttura.

Sono stati portati a termine circa venti prelievi di materiale murario nelle seguenti forme:

- carote di mattone pieno estratte a rotazione,
- carote di mattone con incluso giunto di malta estratte a rotazione,
- singoli mattoni o corsi di malta derivanti da materiale smosso,
- pile di mattoni con interposta malta.

La caratterizzazione meccanica del mattone, della malta e della muratura ha richiesto l'effettuazione delle seguenti prove sperimentali:

- prove di rottura a compressione di cilindri di mattone,
- prove di rottura di prismi e cubi ottenuti per taglio dai mattoni prelevati,
- prove di compressione delle pile di mattoni,
- prove di rottura brasiliana di cilindri di mattone e malta,
- prove di rottura a punzonamento di giunti malta.

Le indagini di Laboratorio condotte dal Laboratorio dell'Istituto Giordano a Forlì sono state portate a termine su campioni standardizzati cilindrici di diametro 50 e 90 mm, e lunghezza non minore al diametro; per quanto attiene ai prismi, si sono usati cubi di lato circa 40 mm e parti intere di mattone rettificato.

Allo scopo di caratterizzare statisticamente il risultato, si sono portati a rottura almeno due campioni per ogni tipo di prova e per ogni prelievo omogeneo di materiale. E' stato così possibile ridurre la dispersione statistica ed ottenere dei risultati fortemente correlati che indicano come la distribuzione delle proprietà meccaniche dei componenti murari delle pareti del complesso sia assai disomogenea, pur essendo simile l'età dei componenti che formano la tessitura muraria.

In particolare i risultati saranno discussi attraverso parametri statistici ottenuti per le differenti pareti esaminate o raggruppando i risultati per piano. Dall'esame comparato di tali valori è possibile valutare la presenza di zone di differente resistenza all'interno dell'organismo murario.

Nel seguito, per esplicitare le relazioni che servono al calcolo dei parametri meccanici di riferimento, si utilizzeranno i seguenti simboli:

| | |
|---------------|---|
| f_k | resistenza a compressione della muratura, |
| f_{mc} | resistenza a compressione della malta, |
| f_{mt} | resistenza a trazione della malta, |
| f_{bc} | resistenza a compressione del mattone, |
| f_{bt} | resistenza a trazione del mattone, |
| σ_{cr} | pressione di fessurazione della muratura, |
| ν_m | Modulo di Poisson della malta, |
| ν_b | Modulo di Poisson del mattone, |
| E_k | Modulo elastico della muratura, |
| E_m | Modulo elastico della malta, |
| E_b | Modulo elastico del mattone, |
| h_m | spessore del corso di malta, |

h_b spessore del mattone.

Prove di caratterizzazione non distruttiva

Le prove di caratterizzazione non distruttiva sono legate all'impiego di strumenti per la misura della densità, durezza superficiale, deformabilità di conci isolati di parete.

Caratterizzazione delle resistenze

La resistenza della malta viene caratterizzata in sito mediante il penetrometro PNT-G o l'elica ad estrazione BRE; le descrizioni delle tecniche e degli strumenti sono riportate in letteratura. Sono disponibili regressioni che consentono di ottenere una stima dei parametri meccanici dei mattoni e della malta:

a) *valutazione della resistenza a compressione a partire da quella a penetrazione:*

$$f_c = \frac{p_a R_{pnt}}{13}, \quad (1)$$

ove R_{pnt} è la resistenza penetrometrica espressa in mJ di corrente consumata e p_a è la pressione atmosferica di riferimento che consente passare da una unità di misura all'altra. Nel caso in esame non sono state condotte valutazioni sistematiche delle proprietà meccaniche di malta e mattone in prossimità dei punti d'estrazione delle carote, ma si provvederà a controllare a posteriori le resistenze penetrometriche una volta eliminato l'intonaco dalle pareti principali. Occorre peraltro precisare che, la resistenza a compressione dei giunti di malta è fortemente influenzata dallo spessore del giunto stesso. In linea di principio si può indicare che, partendo dai forti spessori dell'ordine di 20 – 25 mm e più, per i quali la resistenza a compressione non presenta nessun aumento per effetto di forma, ad un dimezzamento dello spessore corrisponda circa un raddoppio del valore della resistenza.

Si può pertanto considerare che la resistenza media sia maggiore per i giunti più sottili. In generale le malte di peggiori caratteristiche hanno uno spessore inferiore per ragioni tecnologiche e quindi la resistenza della malta tende ad uniformarsi nelle pareti per effetto della presenza di giunti di dimensioni differenti.

Caratterizzazione del modulo elastico

La caratterizzazione del modulo elastico avviene diversamente per il mattone isolato, o per il sistema malta – mattone. Infatti nel caso della muratura si ottiene un valore medio che combina le proprietà elastiche dei due materiali costituenti.

b) *valutazione del modulo elastico del mattone a partire dalla velocità ultrasonica:*

In questo caso si ha la formula:

$$E = \left(\frac{\Delta s}{\Delta t} \right)^2 \frac{\gamma_b}{n_d g}, \quad (2)$$

dove Δs e Δt sono spaziatura e tempo di transito tra le sonde ultrasoniche, γ_b è il peso specifico del mattone, g e n_d sono rispettivamente la costante di gravità e il fattore di passaggio da modulo di volume a modulo elastico. Tale ultimo fattore può includere anche una correzione da modulo dinamico a modulo statico.

Prove di caratterizzazione in laboratorio

Le indagini di caratterizzazione in laboratorio sono principalmente consistite nell'effettuazione di prove di compressione di cilindri e cubi di mattone, di rottura per taglio trasversale (prova brasiliana) di carote cilindriche di mattone pieno e di rottura per flessione di prismi allungati.

Sono state inoltre condotte prove di compressione per punzonamento di liste di malta, e prove brasiliane di cilindri di mattone con inserito il giunto di malta (figura 2).



Fig. 2: Prova di rottura brasiliana su carota con giunto di malta a 45°

Dalle indagini effettuate è possibile individuare la resistenza a compressione e trazione del mattone, e la resistenza a taglio caratteristica del giunto di malta. In quanto segue

s'indicano i valori desunti dalla relazione di prova fornita dal Laboratorio dell'Istituto Giordano di Bellaria.

Caratterizzazione della resistenza del mattone

Le resistenze a compressione e trazione del mattone sono direttamente desumibili dalle prove effettuate; le prove sono in numero tale da consentire la stima dei parametri statistici del campione di misure ottenuto.

Appare importante sottolineare che non tutte le prove forniscono risultati utili alla definizione della resistenza della muratura; in particolare, poiché lo stato di compressione nei mattoni componenti la fabbrica muraria è connesso ad uno stato di trazione trasversale, le prove eseguite su cubi senza interporre materiale atto ad eliminare l'attrito con la piastra di carico, forniscono valori largamente in eccesso rispetto alla resistenza a compressione senza confinamento trasversale. D'altro canto, tali dati sono indicativi della resistenza raggiungibile dal materiale confinato, ad esempio quale si otterrebbe introducendo una cerchiatura delle colonne. Naturalmente l'effetto finale sulla muratura sarebbe minore di quello ottenibile sul mattone.

| Campione | Valore | Piano T | Piano 1 | Piano 2 | Parete A | Parete B | Parete C | Totale | |
|--------------------|-----------------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|--------|-------|
| Cubetti lato 40 mm | <i>Media</i> | 32,72 | 18,25 | 23,86 | 26,41 | 23,59 | 21,39 | 22,68 | [MPa] |
| | <i>Dev. St.</i> | 9,36 | 9,13 | 9,10 | 5,96 | 11,26 | 15,90 | 9,77 | [MPa] |
| | <i>c.o.v.</i> | 28,61 | 50,05 | 38,15 | 22,58 | 47,75 | 74,34 | 43,09 | [%] |

Tabella II: *Dati delle prove sui cubetti di mattone*

| Campione | Valore | Piano T | Piano 1 | Piano 2 | Parete A | Parete B | Parete C | Totale | |
|-----------------------|-----------------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|--------|-------|
| carote diametro 50 mm | <i>Media</i> | 19,33 | 20,24 | 35,03 | 16,36 | 20,24 | 35,03 | 22,36 | [MPa] |
| | <i>Dev. St.</i> | 8,10 | 8,33 | 4,31 | 4,41 | 8,33 | 4,31 | 7,79 | [MPa] |
| | <i>c.o.v.</i> | 41,8 | 41,16 | 12,32 | 26,97 | 41,16 | 12,32 | 34,86 | [%] |

Tabella III: *Dati delle prove sulle carote di mattone*

Caratterizzazione della resistenza della malta

La resistenza a compressione della malta, per elementi di spessore sottile quali i corsi di regolarizzazione della muratura ordinaria, può essere determinata assai semplicemente

usando la prova di compressione con punzone; nel caso in esame, dovendo essere il punzone di diametro non minore dello spessore della malta, e non superiore a metà del lato del campione di malta, si è scelto di utilizzare spinotti di compressione di diametro 20 mm.

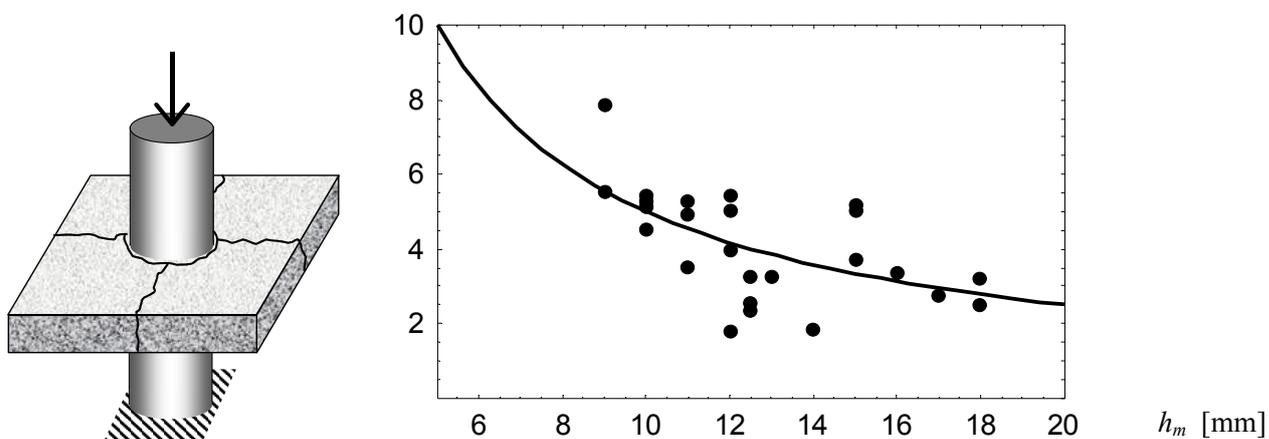


Fig. 3: Schema di esecuzione della prova di compressione con punzone

Nella successiva tabella IV sono riportati i risultati delle prove di compressione con punzone.

| Campione | Valore | Piano T | Piano 1 | Piano 2 | Parete A | Parete B | Parete C | Totale | |
|----------|----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|--------|-------|
| Lista di | Media | 2,70 | 4,19 | 4,16 | 1,99 | 3,40 | 8,75 | 4,95 | [MPa] |
| corso di | Dev. St. | 2,00 | 4,71 | 3,27 | 1,29 | 3,65 | 2,93 | 3,54 | [MPa] |
| malta | c.o.v. | 74,01 | 112,48 | 78,46 | 64,90 | 107,40 | 33,50 | 71,52 | [%] |

Tabella IV: Dati delle prove con punzone su liste di malta

In alternativa, la resistenza della malta può essere espressa in termini delle componenti normale e tangenziale che si esercitano sul corso di malta compresso nel campione cilindrico sottoposto a prova brasiliana con giunto inclinato. Con riferimento ad un'inclinazione di 45° , le componenti che si proiettano normalmente e parallelamente al giunto risultano essere:

$$\sigma = p \cdot \sin 45^\circ = 0,707 p, \quad \tau = p \cdot \cos 45^\circ = 0,707 p. \quad (3)$$

I due punti $\{\sigma, \tau\}$, $\{0, -\sigma\}$ definiscono un diametro del circolo di Mohr della tensione nel punto; è pertanto possibile ricavare il raggio del cerchio e porlo uguale alla tensione tangenziale che può essere sopportata dalla malta (fig. 2):

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = \sqrt{\frac{5}{4}} \cdot \tau = \sqrt{\frac{5}{8}} \cdot p. \quad (4)$$

Il valore della coesione c può essere allora determinato se si definisce l'angolo φ del criterio di rottura di Coulomb; in particolare detto angolo può essere assunto pari ad un valore dato (ad esempio la Normativa Italiana per il taglio nella muratura fissa $\arctan [0,4]$), o può essere stabilito fissando una condizione di controllo.

Nel caso n esame, appare interessante fissare l'angolo d'attrito in funzione del valore del rapporto tra massima compressione e massima trazione, che con riferimento al criterio di resistenza di Tresca, viene fatto coincidere con il valore del coefficiente di Poisson:

$$\varphi = \arcsin \left[\frac{f_c - f_t}{f_c + f_t} \right] = \arcsin \left[\frac{1 - \nu}{1 + \nu} \right] \quad (5)$$

Assunto infine che il comportamento a taglio puro sia caratterizzato dal circolo centrato sull'origine, si determina il valore della tensione tangenziale presente nel piano critico:

$$c = \frac{R}{\cos \varphi} - \frac{\sigma}{2} \tan \varphi = \left[\frac{\sqrt{5} - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \right] \cdot \tau \quad (6)$$

In generale il taglio determinato con prove di trazione indiretta su cilindri con giunto inclinato risulta essere circa pari al valore che si determinerebbe per il muro effettuando una prova di compressione diagonale; si può allora fissare il valore del taglio f_{vk0} da inserire nelle verifiche di resistenza a taglio dei pannelli murari semplicemente dividendo per un coefficiente di sicurezza il valore ottenuto dalle prove brasiliane con la formula (5).

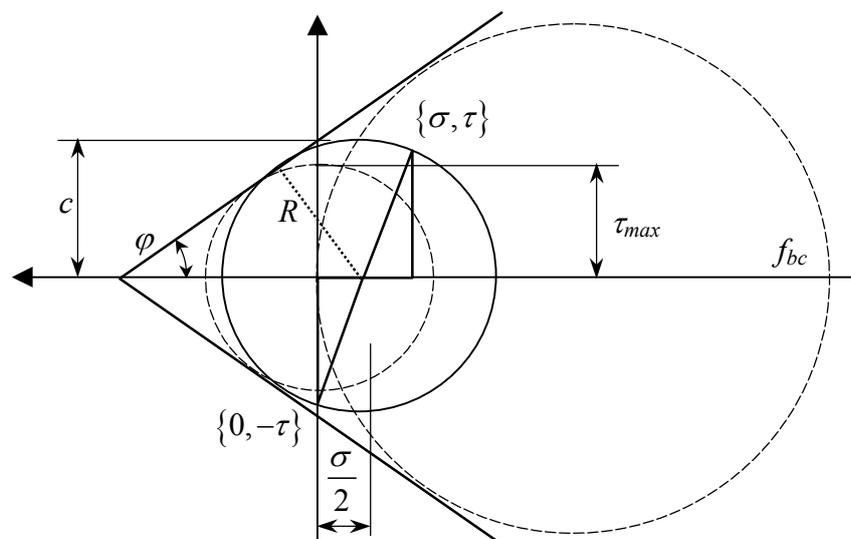


Fig. 4: Schema di calcolo delle tensioni nel piano di Mohr

Dal valore della coesione è anche possibile stimare la resistenza a compressione della malta; assumendo che questa sia definita dal circolo di Mohr passante per l'origine ed esplicitando in funzione dei dati:

$$f_{mc} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (7.a)$$

Anche la resistenza a trazione è data da una formula analoga:

$$f_{mt} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (7.b)$$

Nel corso della sperimentazione sono state effettuate tre prove brasiliane di carote con incluso giunto di malta. I risultati dei tre tests forniscono un valore della tensione media diametrale di 0,7 MPa con una deviazione standard di 0,29 sulle tre prove effettuate.

La tensione tangenziale e normale agente sul piano della malta vale quindi circa 0,5 MPa.

Definizione dei parametri della muratura

Facendo uso dei risultati delle prove sui componenti malta e mattone, sono possibili differenti relazioni per il calcolo delle quantità di riferimento della muratura; in particolare lo scopo è quello di ricavare la resistenza a compressione ed il modulo elastico, la resistenza a taglio ed il modulo di taglio.

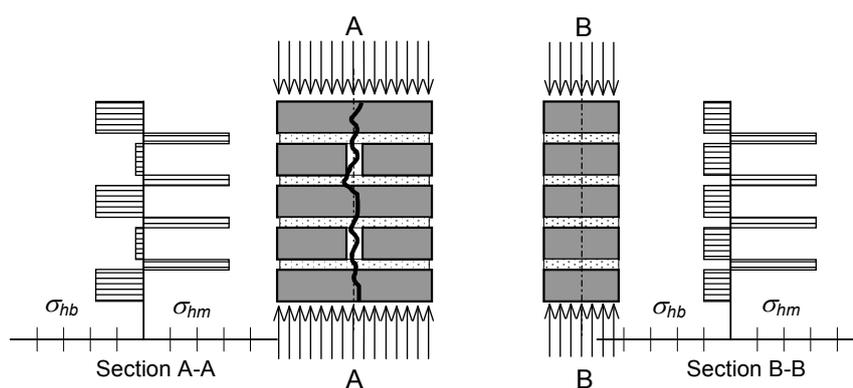


Fig. 5: *Equilibrio delle tensioni orizzontali nella muratura prima e dopo la fessurazione*

S'introducono allora le seguenti formule, che consentono di ricavare le proprietà medie della muratura, note quelle dei materiali componenti:

1) la proporzione della compressione orizzontale nella malta in funzione della compressione verticale viene fornita dal fattore Φ :

$$\Phi = \frac{v_m - \frac{E_m}{E_b} v_b}{1 - v_m + (1 - v_b) \frac{E_m}{E_b} \frac{h_m}{h_b}}, \quad (8)$$

a partire dal quale e dal rapporto tra gli spessori degli strati, può essere individuata la resistenza della muratura:

$$f_k = \frac{1}{\frac{1}{f_{bc}} + \frac{k\Phi h_m}{h_b f_{bt}}}. \quad (9)$$

3) La resistenza a compressione della muratura può essere anche ottenuta utilizzando una semplice formula empirica dovuta all'Eurocodice 6, che richiede solo le resistenze a compressione di malta e mattone:

$$f_k = 0,4 f_{bc}^{0,75} f_{mc}^{0,25}. \quad (10)$$

5) Per quel che attiene il modulo elastico della muratura, si ottiene una stima dalla seguente formula:

$$E_k = \frac{h_b + h_m}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_m}{E_m}}. \quad (11)$$

6) Una valutazione analitica della tensione tangenziale di collasso di un pannello murario, può essere ottenuta imponendo direttamente la condizione limite di Mohr-Coulomb alle tensioni principali di compressione e trazione che si manifestano nel centro del pannello; con riferimento a trattazioni usuali si ha:

$$\tau_u = \frac{\sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_0}{f_k}\right) \left(1 + \frac{\sigma_0}{f_{mt}}\right)}}{\frac{1}{f_k} + \frac{1}{f_{mt}}} \quad (12)$$

La formula sopra riportata introduce comunque un'ipotesi assai forte sulla distribuzione delle tensioni; una più accurata analisi della resistenza a taglio dei pannelli può essere condotta con le tecniche dell'analisi limite come ad esempio riportato in [A. Zingali, L. Masciotta, Atti del 4° Convegno Nazionale ANIDIS, Milano 1989]. In tal caso, il

pannello viene suddiviso in parti di materiale a stato di tensione costante, forzando poi l'equilibrio nelle linee di interconnessione.

Con riferimento al lavoro citato, a cui si rimanda per una dettagliata descrizione del metodo, è stata determinato il dominio limite di resistenza {Forza Verticale, Forza Orizzontale} relativo ad un pannello murario composto con una malta di proprietà pari a quelle rilevate sperimentalmente; per confronto, dalla formula (14) sono stati ricavati i valori di tensione tangenziale limite che portano a collasso i pannelli. E' stata infine valutata la formula usualmente accettata dalla Normativa sismica vigente per la resistenza a taglio della muratura in presenza dello sforzo normale:

$$\tau = f_{vko} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_k}} \quad (13)$$

In tale formula, che descrive il comportamento di muretti soggetti a compressione diagonale, può essere inserito il valore determinato dalla prova di spacco su cilindri con un opportuno fattore di proporzionalità, ovvero applicando il procedimento a ritroso a partire dalla coppia $\{\sigma, \tau\}$, è possibile calcolare il valore di f_{vko} da confrontare con i risultati delle prove sulla malta.

7) La determinazione del modulo da taglio della muratura può essere in prima approssimazione condotta con riferimento al modulo elastico stimato; in particolare i valori consueti sono valutabili con la proporzione $G_k = c E_k$, ove c risulta compreso nel campo tra 0,25 e 0,4.

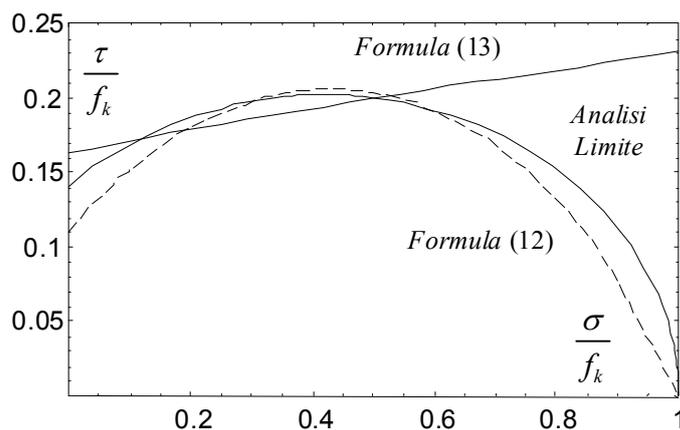


Fig. 6: Dominio di resistenza taglio – sforzo normale nella muratura

Analisi e discussione dei risultati

Risultati delle prove di laboratorio

I risultati delle prove di laboratorio sono riassunti nella seguente tabella VI, ove sono indicate le determinazioni svolte ed i parametri statistici dei risultati.

In particolare si hanno i seguenti valori:

- I. resistenza a compressione del mattone
 - in base alle prove la resistenza a compressione del mattone può essere assunta pari al valor medio sperimentale diminuito della deviazione standard. Si può quindi assumere 16 MPa come valore di compressione di riferimento.
- II. resistenza a trazione del mattone
 - La resistenza a trazione del mattone viene fissata attraverso il modulo di Poisson del mattone stesso. Assumendo come usuale $\nu = 0,125$ si ha una resistenza a trazione di circa 2,0 MPa.
- III. modulo elastico del mattone
 - Il modulo elastico del mattone può essere fissato attraverso un coefficiente moltiplicativo della resistenza, in generale compreso tra 400 e 800. In relazione al tipo di pasta del mattone si adotta $400 f_{bc}$ arrivando ad un modulo di circa 6400 MPa.
- IV. resistenza a trazione e compressione della malta
 - La resistenza a trazione e compressione della malta viene ottenuta sia dalle prove di punzonamento sia dall'analisi a ritroso delle prove di taglio delle carote con giunto ruotato. Escludendo i risultati di punzonamento superiori a 10 MPa in quanto poco attendibili, si ottiene un valore medio di 4,17 MPa per la resistenza a compressione. Dall'analisi dei risultati delle prove brasiliane con $\nu = 0,30$ si ha una coesione di circa 1,0 MPa e finalmente una resistenza a compressione di 3,7 MPa e di trazione di circa 1,2 MPa.
- V. modulo elastico della malta
 - per quanto attiene al modulo della malta vale lo stesso discorso fatto per il mattone, ma con coefficienti leggermente inferiori. In questo caso si adotta $E_m = 300 f_{mc}$ ottenendo infine un valore di riferimento di 1200 MPa.
- VI. resistenza della muratura

- applicando le formule sopra riportate, si determina un valore del rapporto tra tensioni orizzontali e verticali pari a $\varphi = 0,369$. Il valore della resistenza a compressione vale allora $f_k = 8,48$ MPa. Poiché la resistenza a trazione della muratura è pari alla resistenza a trazione della malta, il coefficiente di Poisson della muratura risulta pari a circa 0,15.

VII. modulo elastico della muratura

- Il modulo elastico della muratura viene calcolato con riferimento alla formula di composizione in serie. Adottando i moduli e gli spessori di malta e muratura indicati, si ottiene un modulo medio di circa 3200 MPa.

I valori ottenuti dalla sperimentazione appaiono correlati statisticamente, anche se vi sono deviazioni standard abbastanza elevate. I parametri meccanici estratti non presentano anomalie rispetto ai campi di valori riportati da analoghe sperimentazioni su materiali di fabbriche murarie storiche. L'esame delle foto dei campioni riportate in appendice mostra la notevole difficoltà di campionamento delle fabbriche investigate. In particolare sia le pile di mattoni estratte sia le carote con incluso giunto di malta sono danneggiate dall'operazione di estrazione e si può certamente valutare che i valori qui indicati sono sicuramente a favore di sicurezza rispetto alla distribuzione spaziale reale degli stessi.

In base alla tipologia dei materiali oggetto d'investigazione, desumendo i valori rappresentativi da rapporti caratteristici delle resistenze, si possono fissare i seguenti valori:

- modulo elastico della malta $E_m \cong 1200$ MPa,
- modulo statico del mattone $E_b \cong 6400$ MPa,
- coefficiente di Poisson della malta $\nu_m = 0,30$ (a rottura del mattone),
- coefficiente di Poisson del mattone $\nu_b = 0,125$,
- pressione di fessurazione della muratura $\sigma_{cr} \cong 3,0$ MPa.

Tali valori, se pure possono sembrare arbitrari nella loro scelta, sono assai tipici dei materiali costituenti murature antiche o vecchie, e non influenzano in modo particolare i risultati delle successive analisi.

Parametri del mattone

La campagna di indagine ha preso in esame sia carote estratte dalle pareti, sia mattoni campione reperiti negli scavi di verifica della geometria delle fondazioni effettuati lungo il perimetro dell'edificio.

Dall'analisi dei risultati della campagna di indagine si evince che i mattoni utilizzati per costruire il complesso strutturale sono di varia età, ma tutti realizzati con tecniche antecedenti alla II guerra mondiale. In particolare, l'analisi fine evidenzia la buona qualità dell'argilla utilizzata e la presenza di vuoti conseguente ad una compattazione manuale dei mattoni. In relazione a ciò, la resistenza dei singoli mattoni è distribuita nel campo tra 12 e 30 MPa (con media intorno a 20 MPa), ma il modulo elastico varia assai poco e si attesta intorno al valore di 6000 MPa circa.

Non sono state effettuate prove di trazione indiretta su campioni di solo mattone, per cui il riferimento si basa sulla proporzione $\nu_b f_{bc}$ che fornisce un valore di circa 1,7 – 2,2 MPa. In generale, considerando che il rapporto tra resistenza a trazione e resistenza a compressione nel mattone dovrebbe essere dell'ordine di grandezza del coefficiente di Poisson si può porre ν_b dell'ordine di 0,125 e la resistenza a trazione nell'ordine di 2,0 MPa. Con riferimento dunque alle prove sperimentali ed alla loro correlazione, tale ultimo valore viene considerato rappresentativo della resistenza a trazione del mattone.

Parametri della malta

La resistenza a compressione della malta può essere verificata mettendo in relazione i risultati della prova di trazione indiretta con giunto di malta, alla resistenza a compressione stimata con le prove di compressione con punzone. In tal modo, l'effetto del confinamento causato dal ridotto spessore può essere eliminato, salvo poi considerarlo a ritroso per calcolare le proprietà della muratura. Occorre segnalare che le prove brasiliane diagonali sono possibili solo per quei campioni che hanno mantenuto la compattezza in fase di estrazione e preparazione

Facendo uso della (4) e della (5) e fissando un angolo d'attrito di circa 32° derivato dal valore stimato del coefficiente ν_m , si ottiene un valore di tensione tangenziale massima di prova $\tau_{max} = 0,5$ MPa, che dà luogo ad una coesione di circa 1,0 MPa, ed infine ad un valore asintotico di resistenza a compressione per prove di punzonamento di circa 3,7 MPa; il valore che si otterrebbe da prove su cubi o cilindri di malta con altezza pari alla dimensione trasversale sarebbe nettamente inferiore di un fattore compreso tra 33% e 25%.

Poiché lo spessore medio del corso di malta presente nelle murature esaminate è inferiore a 15,0 mm, la resistenza della malta amplificata dall'effetto geometrico di forma può essere assunta pari a:

$$f_{mc} = 1,5 + \frac{30}{h_m} \quad (14)$$

La resistenza a trazione della malta in assenza di sforzo normale si ricava da quella rilevata nella prova brasiliana applicando la formula (7); come si deduce facilmente il valore più attendibile di tale parametro che risulta essere $f_{mt} = 1,2$ MPa.

Parametri della muratura

La resistenza a compressione della muratura può essere ottenuta in prima istanza semplicemente facendo riferimento alle prove di compressione delle pile di mattoni estratte; su tre campioni estratti è disponibile un solo valore pari a 5,3 MPa. Lo stato di conservazione del campione appare assai problematico, per cui tale valore è sicuramente in largo difetto.

L'applicazione della formula (9), con i parametri meccanici sopra riportati, fornisce un valore di resistenza $f_k \approx 8,5$ MPa che si considera rappresentativo della resistenza della muratura. Considerato che spessori della malta superiori a 15 mm sono possibili e potrebbero ridurre pesantemente la resistenza della muratura, esaminate anche le prove effettuate nelle parti d'edificio già oggetto di stralcio, la resistenza a compressione della muratura può essere fissata in 6,0 MPa.

Per quel che attiene invece al taglio sopportabile dalla muratura, esso può essere determinato con le due forme:

$$f_{vk0} = c \cdot \cos \varphi = 1,0 \cdot 0,848 = 0,85 \text{ MPa} \quad (18.a)$$

$$f_{vk0} = \left(\frac{1}{f_k} + \frac{1}{f_t} \right)^{-1} \approx \left(\frac{1}{8,0} + \frac{1}{1,2} \right)^{-1} = 1,04 \text{ MPa} \quad (18.b)$$

Naturalmente l'effetto dello sforzo normale può essere poi nuovamente considerato usando la relazione (12). Il valore di progetto viene quindi fissato a 0,85 MPa a favore di sicurezza.

Il modulo elastico della muratura è definito dalla relazione (11) che si dimostra assai accurata nella previsione; in particolare nel caso in esame si ricava un modulo di 3200 MPa, del tutto significativo per una muratura della consistenza di quella sotto indagine.

Per quel che attiene infine al modulo di taglio, esso può essere stimato nell'ordine di 1200 MPa senza commettere grandi errori.

Valori di progetto per i parametri della muratura

Nella redazione del progetto di miglioramento statico possono essere dunque assunti i valori determinati con le formule sopra riportate; in particolare si definiscono i seguenti parametri caratteristici:

- | | |
|---|--------------------------------------|
| - resistenza a compressione della muratura | $f_k = 6,00 \text{ MPa,}$ |
| - modulo elastico a compressione della muratura | $E_k = 3200 \text{ MPa,}$ |
| - resistenza a taglio della muratura | $f_{vk} = 0,8 + 0,4 \cdot \sigma_n,$ |
| - modulo elastico tangenziale della muratura | $G_k = 1200 \text{ MPa.}$ |

Valutazione dello stato di sollecitazione

Lo stato di sollecitazione della muratura del fabbricato è stato valutato per la condizione statica di riferimento; successivamente si condurranno le valutazioni di vulnerabilità sismica utilizzando lo stesso modello numerico già messo a punto in base alla campagna di prove sperimentali completata.

In prima istanza, si può considerare che una parete di muratura di circa 12 m di altezza scarica alla base una pressione di circa 200 kPa, che è assai vicina anche a quella che si riversa in fondazione.

Per tale condizione, il coefficiente di sicurezza rispetto al valore di progetto della compressione (pari a metà della resistenza caratteristica, ovvero $f_d = 4000 \text{ kPa}$), è dell'ordine di 20. Devono comunque essere tenuti in conto i fattori di intensificazione locali che derivano dalla presenza di aperture e eccentricità del carico, per cui si stima un coefficiente di sicurezza in esercizio compreso tra 4 e 5, che appare del giusto ordine di grandezza.

Dal punto di vista della resistenza a taglio, dall'esame dei valori riportati si evince che la pressione nella muratura ha un effetto complessivamente assai inferiore a quello della coesione propria, che può essere stimata di progetto applicando un fattore 2 a quella caratteristica indicata in precedenza. La resistenza a taglio di progetto va quindi da 400 kPa a 440 kPa a seconda della pressione agente.

Tale valore alla base risulta doppi rispetto alla pressione media (che rappresenta il peso), e quindi sembra molto probabile che la verifica sismica dell'edificio sia soddisfatta per quel che attiene alla resistenza a taglio delle murature nel proprio piano.

Appare quindi chiaro che, come in gran parte degli edifici monumentali, il vero pericolo sismico derivi dalla flessione fuori del piano delle murature. Tale fenomeno, nel caso in esame è peggiorato dalla notevole distanza tra muri ortogonali alle facciate e tra i successivi impalcati orizzontali.

La verifica sismica deve quindi incentrarsi sulle misure necessarie ad assicurare la resistenza flessionale di lastra soggetta ad accelerazioni ortogonali al piano medio delle pareti di facciata.

Valutazione dello stato di danno

La fabbrica muraria dell'edificio esaminato presenta uno stato di conservazione generale soddisfacente; sono però presenti localmente fessure e deterioramenti che devono essere sanati in vista dell'innalzamento della resistenza media specifica degli elementi strutturali fino alla soglia di ammissibilità della pericolosità sismica prevista dall'OPCM 3274.

In particolare sono visibili alcuni fattori strutturalmente non trascurabili:

- Il collegamento tra le pareti parallele deve essere assicurato da elementi di incatenamento di indubbia efficacia. Qualora tali elementi non siano presenti devono essere realizzati all'interno dei nuovi solai o nei controsoffitti.
- Le malte storiche presenti all'interno delle murature sono localmente deformabili e degradate, pur essendo di spessore assai modesto. Sono necessari interventi generalizzati di pulitura e stuccatura dei corsi di malta in modo da ottenere uno stato di integrità degli organismi murari atto a trasmettere alla fondazione gli elevati tagli sismici.
- I solai di copertura e le murature di sommità devono essere organizzati per formare piani quanto più rigidi possibile, attraverso cordoli perimetrali e reticolari aggiunte al piano del coperto o del sotto tetto.
- Sono da prevedere interventi di cerchiatura degli elementi soggetti a forte compressione quali colonne e mazzette e sono da riquadrare con telai in carpenteria le aperture di maggiore luce che potrebbero dar luogo a caduta degli architravi o schiacciamento degli stipiti.

Conclusioni

Il lavoro svolto ha consentito di definire dal punto di vista geometrico, modulare organizzativo e meccanico l'organismo strutturale che ospita il cPalazzo Valloni di Rimini.

Le prove sperimentali condotte hanno fornito una base di dati oggettivi su cui verranno imperniate le verifiche di vulnerabilità, e rappresentano il punto di partenza per la progettazione strutturale di dettaglio degli interventi di consolidamento e adeguamento sismico.

Sono stati individuati fattori di vulnerabilità che verranno considerati in ambito di progetto definitivo degli interventi, in modo da rimuovere le pericolosità connesse con tali fattori.

Appendice A

In quanto segue si riportano le foto dei campioni utilizzati per le prove di laboratorio.

Campioni di mattone pieno estratti a rotazione

I campioni di diametro 50 mm sono stati estratti da zone di mattone pieno.



Foto A.1: carota C1 con diametro Ø 50 mm



Foto A.2: carota C4 con diametro Ø 50 mm



Foto A.3: carota C6 con diametro Ø 50 mm



Foto A.4: carota C10 con diametro Ø 50 mm



Foto A.5: carota C12 con diametro Ø 50 mm



Foto A.6: carota C14 con diametro Ø 50 mm



Foto A.7: carota C16 con diametro Ø 50 mm

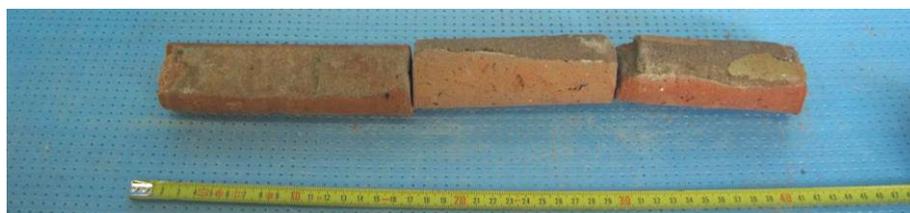


Foto A.8: carota C18 con diametro Ø 50 mm

Campioni di mattone e malta estratti a rotazione

I campioni Ø 100 mm sono stati estratti allo scopo di avere carote con incluso giunto di malta per le prove di taglio indiretto con giunto di malta ruotato.



Foto A.9: carota C2 con diametro Ø 100 mm



Foto A.10: carota C3 con diametro Ø 100 mm



Foto A.11: carota C5 con diametro Ø 100 mm



Foto A.12: carota C7 con diametro Ø 100 mm



Foto A.13: carota C8 con diametro Ø 100 mm



Foto A.14: carota C9 con diametro Ø 100 mm



Foto A.15: carota C11 con diametro Ø 100 mm



Foto A.16: carota C13 con diametro Ø 100 mm



Foto A.17: carota C15 con diametro Ø 100 mm



Foto A.18: carota C17 con diametro Ø 100 mm

Campioni di muro estratti per taglio

I campioni P sono stati estratti allo scopo di avere pile di mattoni e malta per eseguire prove di compressione su triplete.



Foto A.19: prelievo P1 prima della regolarizzazione



Foto A.20: prelievo P2 prima della regolarizzazione

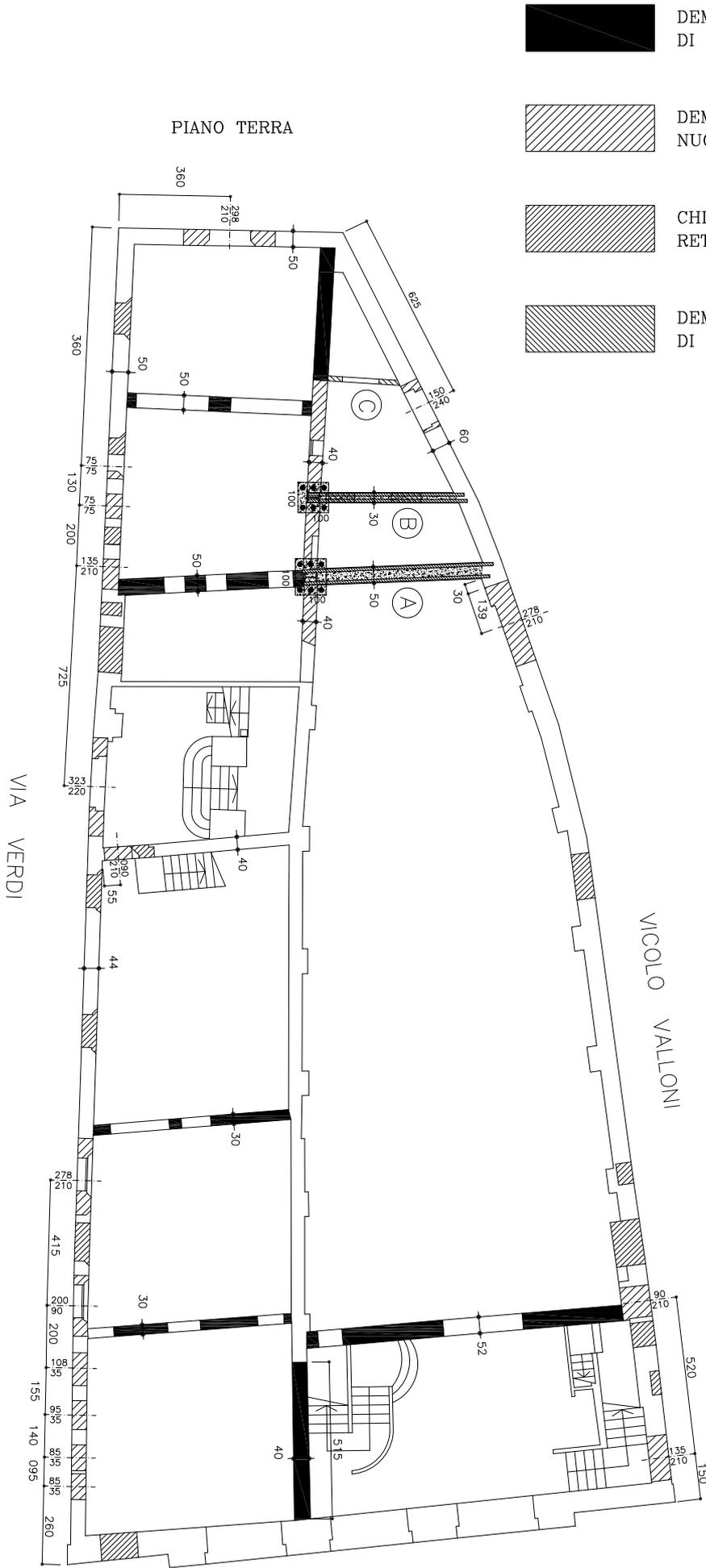


Foto A.21: prelievo P3 prima della regolarizzazione

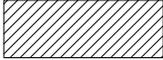
Allegato B - Tavole progettuali

Sono di seguito riportate 22 tavole progettuali con le principali viste dell'edificio aventi lo scopo di sintetizzare l'intervento strutturale attuato nel fabbricato analizzato ed avere così una migliore idea dello studio eseguito.

I successivi progetti sono stati estrapolati dalle tavole strutturali eseguite nel dicembre 2009 dallo Studio Associato di Ingegneria degli Ingg. Renato e Massimo Cicchetti di Rimini con la consulenza sismica del Prof. Ing. Andrea Benedetti e del Prof. Ing. Guido Camata.



DEMOLIZIONE COMPLETA
DI SETTO MURARIO



DEMOLIZIONE IN BRECCIA PER FORMAZIONE
NUOVE APERTURE O RETTIFICA DELLE ESISTENTI



CHIUSURA APERTURE ESISTENTI
RETTIFICA APERTURE ESISTENTI



DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI MURATURA

Tavola 1

MODIFICA DELLE APERTURE
SULLE MURATURE PORTANTI
Pianta Piano Terra

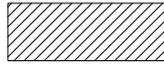
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200

PIANO PRIMO
a quota 435



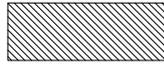
DEMOLIZIONE COMPLETA
DI SETTO MURARIO



DEMOLIZIONE IN BRECCIA PER FORMAZIONE
NUOVE APERTURE O RETTIFICA DELLE ESISTENTI



CHIUSURA APERTURE ESISTENTI
RETTIFICA APERTURE ESISTENTI



DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI MURATURA

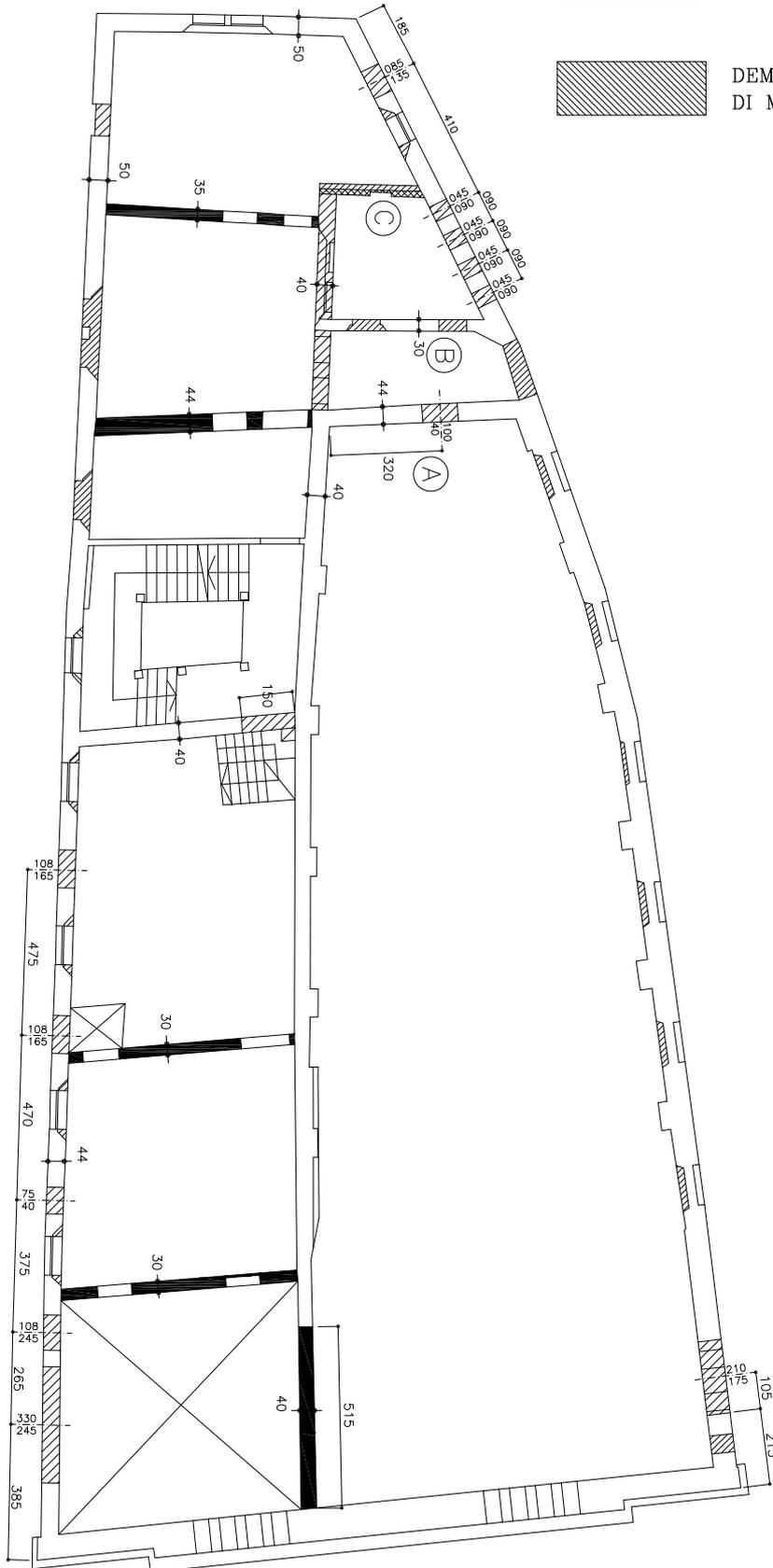


Tavola 2

MODIFICA DELLE APERTURE
SULLE MURATURE PORTANTI
Pianta Piano Primo

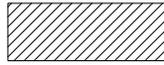
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200

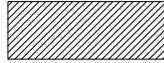
PIANO TERZO
a quota 1053



DEMOLIZIONE COMPLETA
DI SETTO MURARIO



DEMOLIZIONE IN BRECCIA PER FORMAZIONE
NUOVE APERTURE O RETTIFICA DELLE ESISTENTI



CHIUSURA APERTURE ESISTENTI
RETTIFICA APERTURE ESISTENTI



DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI MURATURA

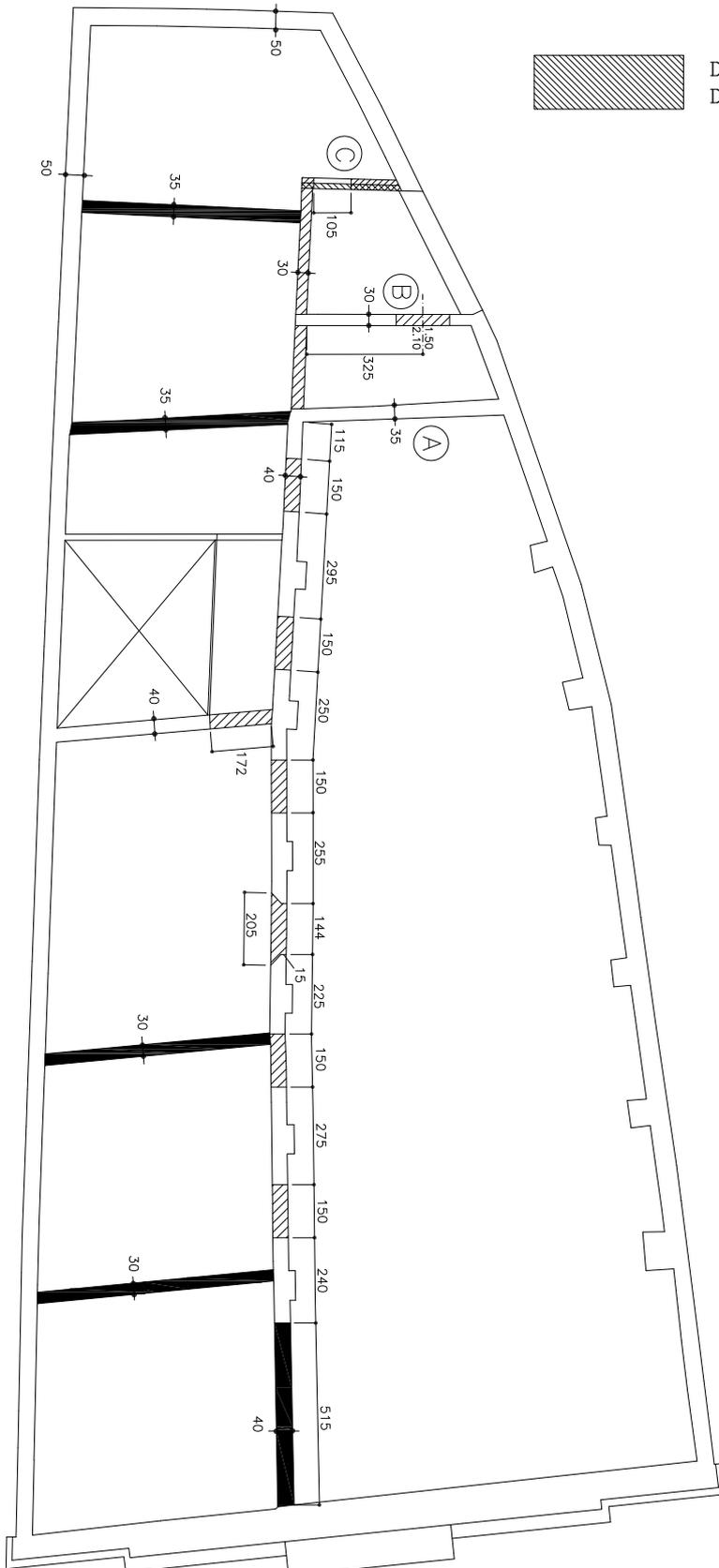


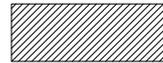
Tavola 4

MODIFICA DELLE APERTURE
SULLE MURATURE PORTANTI
Pianta Piano Terzo
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

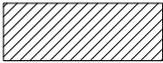
Scala: 1:200



DEMOLIZIONE COMPLETA
DI SETTO MURARIO



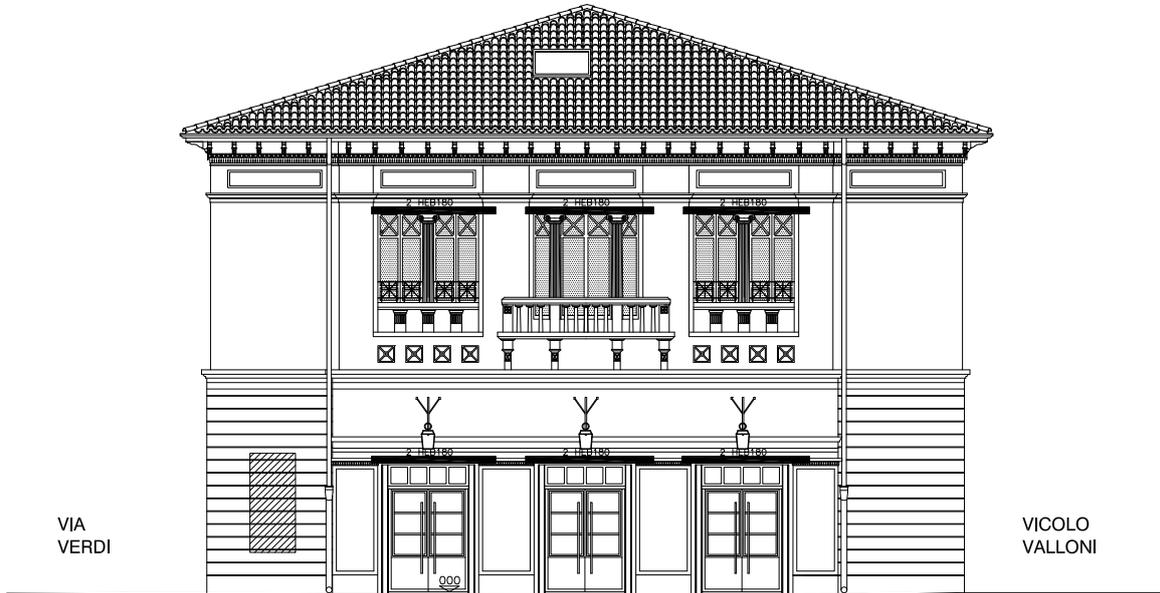
CHIUSURA APERTURE ESISTENTI
RETTIFICA APERTURE ESISTENTI



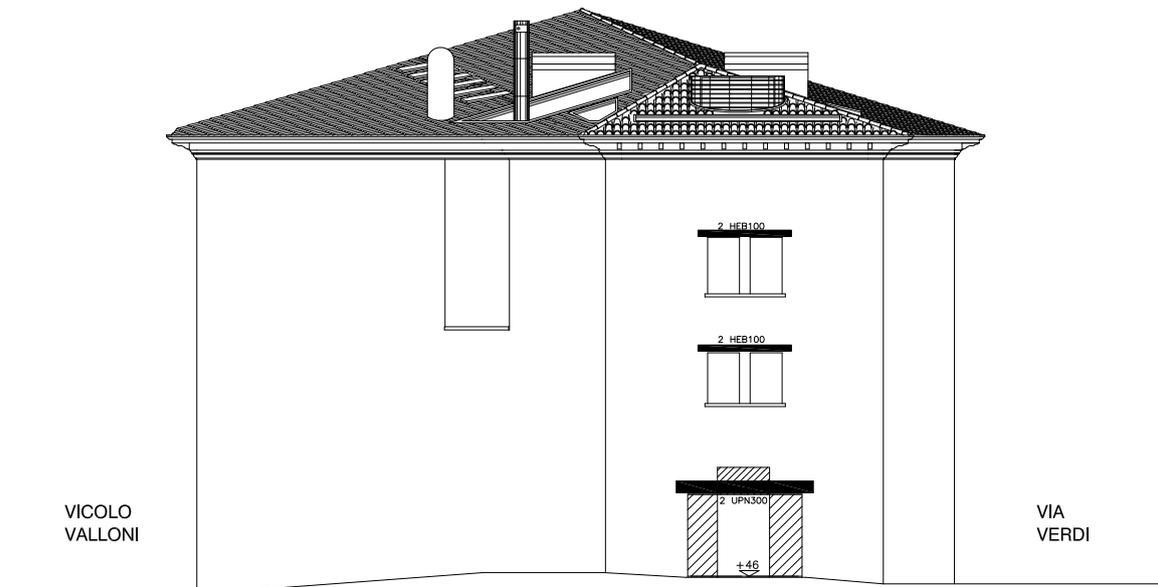
DEMOLIZIONE IN BRECCIA PER FORMAZIONE
NUOVE APERTURE O RETTIFICA DELLE ESISTENTI



DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI MURATURA



FACCIATA SU CORSO D'AUGUSTO

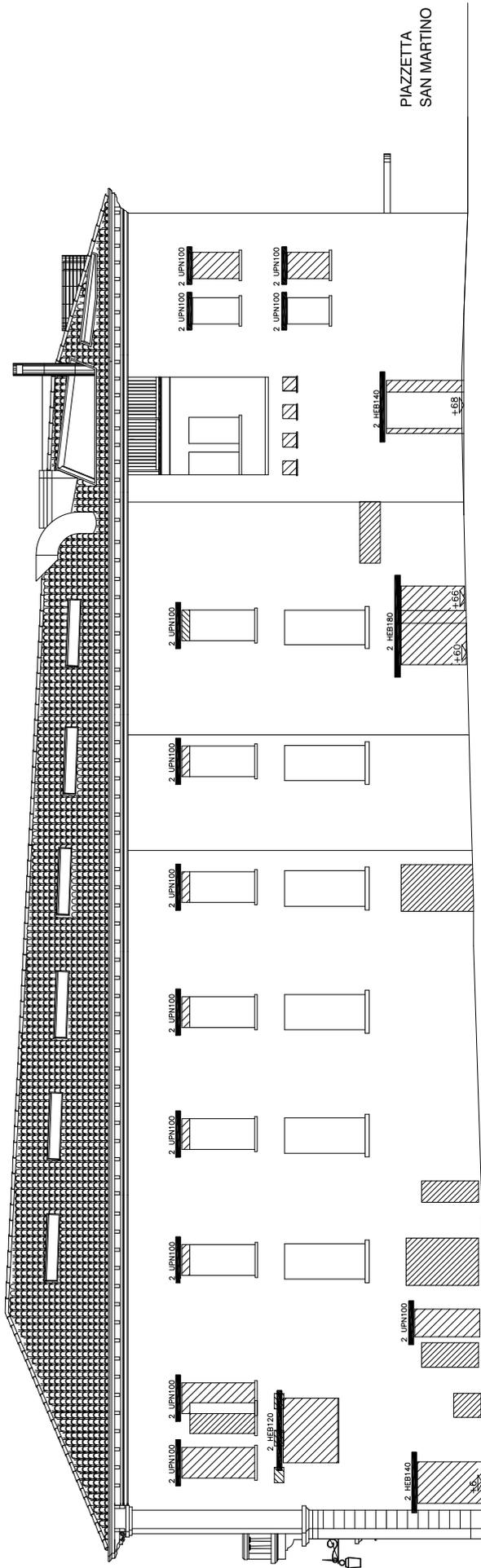


FACCIATA SU PZZ.TA SAN MARTINO

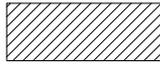
Tavola 5

MODIFICA DELLE APERTURE
SULLE MURATURE PORTANTI
Facciata su C.so d'Augusto e
su Pzz.ta San Martino
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

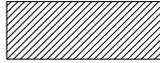
Scala: 1:200



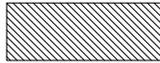
DEMOLIZIONE COMPLETA
DI SETTO MURARIO



DEMOLIZIONE IN BRECCIA PER
FORMAZIONE NUOVE APERTURE
O RETTIFICA DELLE ESISTENTI



CHIUSURA APERTURE ESISTENTI
RETTIFICA APERTURE ESISTENTI



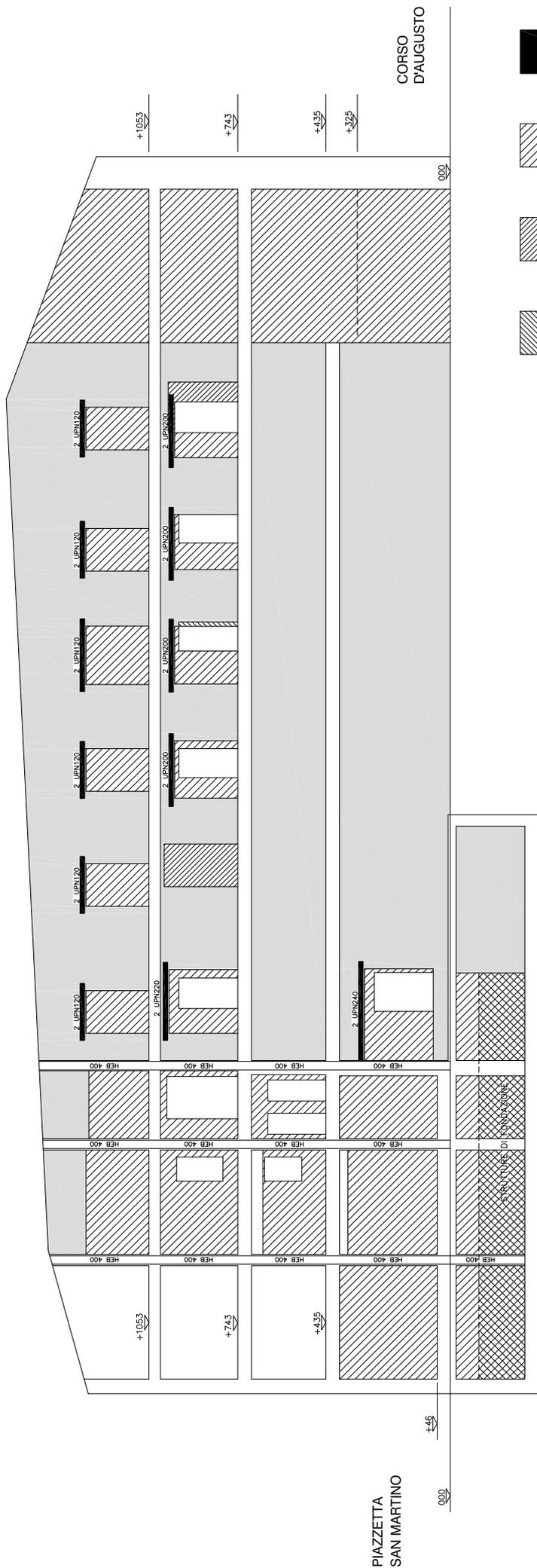
DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI MURATURA

FACCIATA SU VICOLO VALLONI

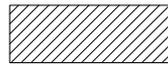
Tavola 7

MODIFICA DELLE APERTURE
SULLE MURATURE PORTANTI
Facciata su Vicolo Valloni
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

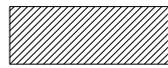
Scala: 1:200



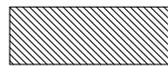
DEMOLIZIONE COMPLETA
DI SETTO MURARIO



DEMOLIZIONE IN BRECCIA PER
FORMAZIONE NUOVE APERTURE
O RETTIFICA DELLE ESISTENTI



CHIUSURA APERTURE ESISTENTI
RETTIFICA APERTURE ESISTENTI



DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI MURATURA

MURO DI SPINA

Tavola 8

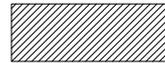
MODIFICA DELLE APERTURE
SULLE MURATURE PORTANTI
Muro di spina

QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

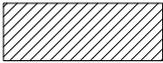
Scala: 1:200



DEMOLIZIONE COMPLETA
DI SETTO MURARIO



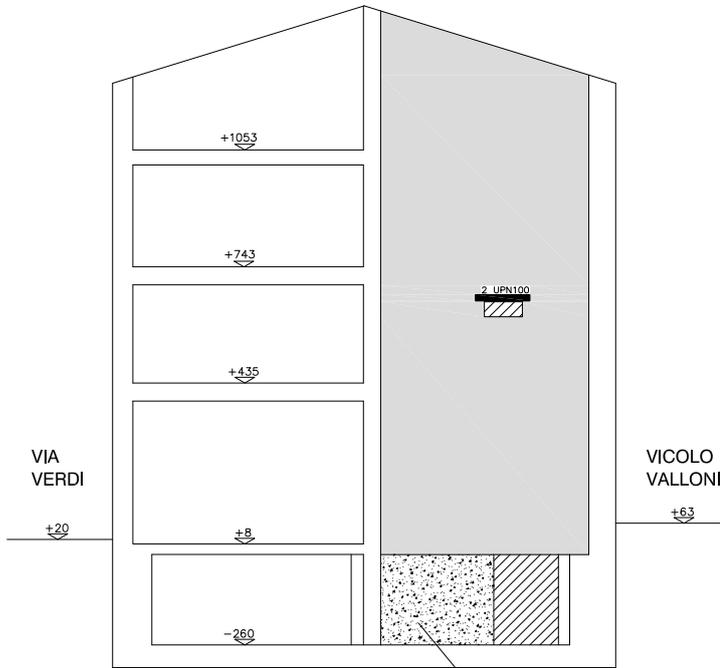
CHIUSURA APERTURE ESISTENTI
RETTIFICA APERTURE ESISTENTI



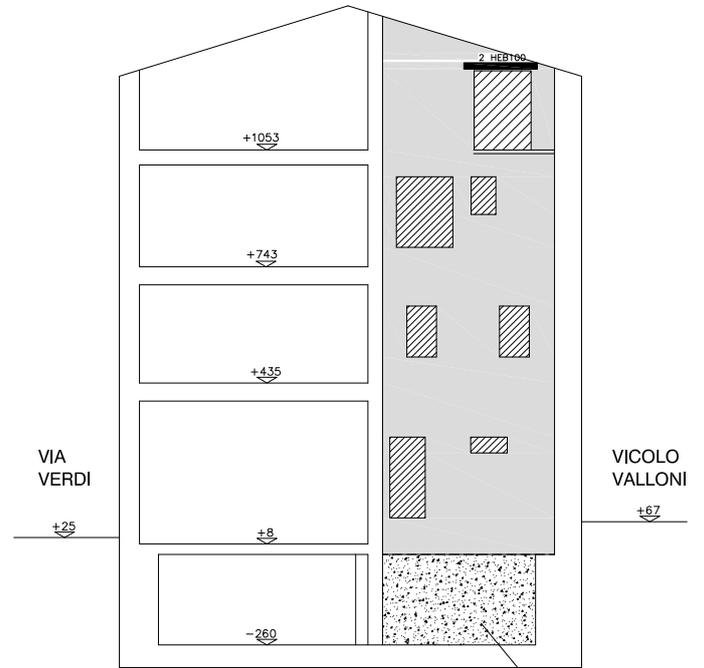
DEMOLIZIONE IN BRECCIA PER FORMAZIONE
NUOVE APERTURE O RETTIFICA DELLE ESISTENTI



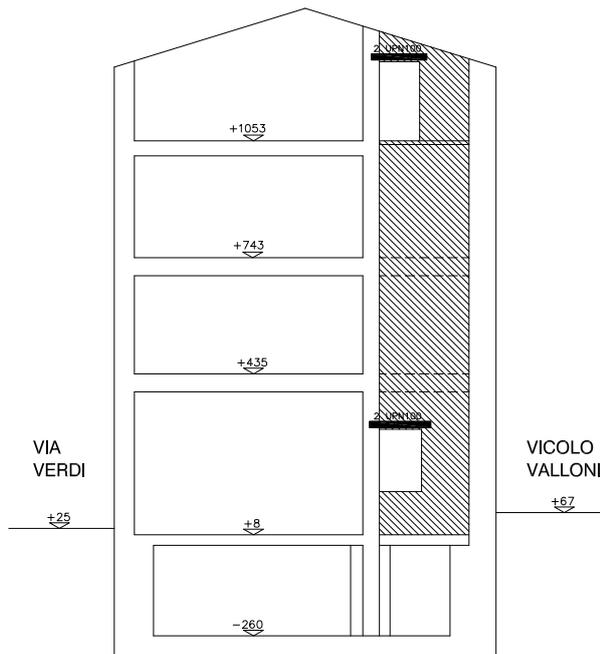
DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DI MURATURA



MURO TRASVERSALE (A)



MURO TRASVERSALE (B)



MURO TRASVERSALE (C)

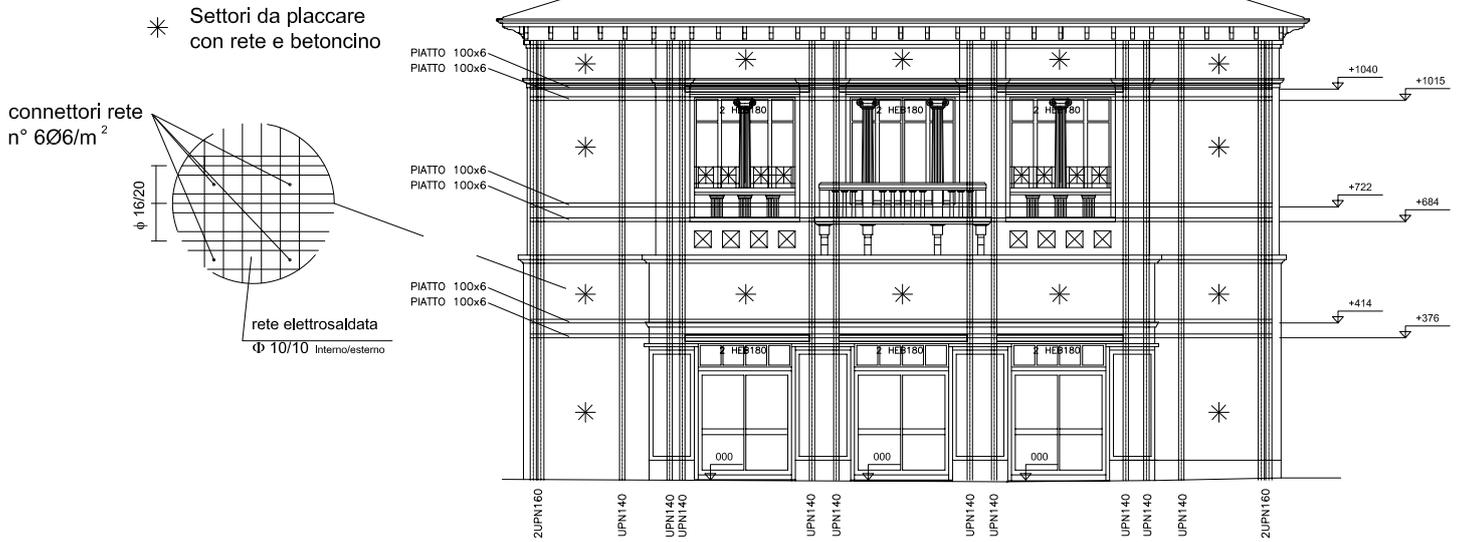
Tavola 9

MODIFICA DELLE APERTURE
SULLE MURATURE PORTANTI
Muri Trasversali A - B - C
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

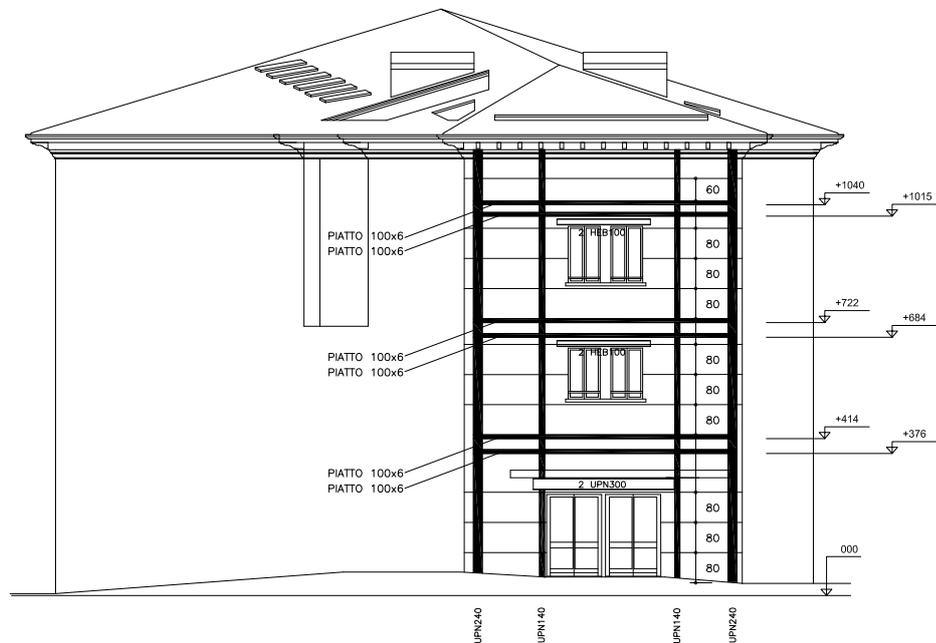
Scala: 1:200

LEGENDA:

— BARRE PULTRUSE Ø12 FRP-C
INSERITE NELLE FUGHE DEI LATERIZI



FACCIATA SU CORSO D'AUGUSTO

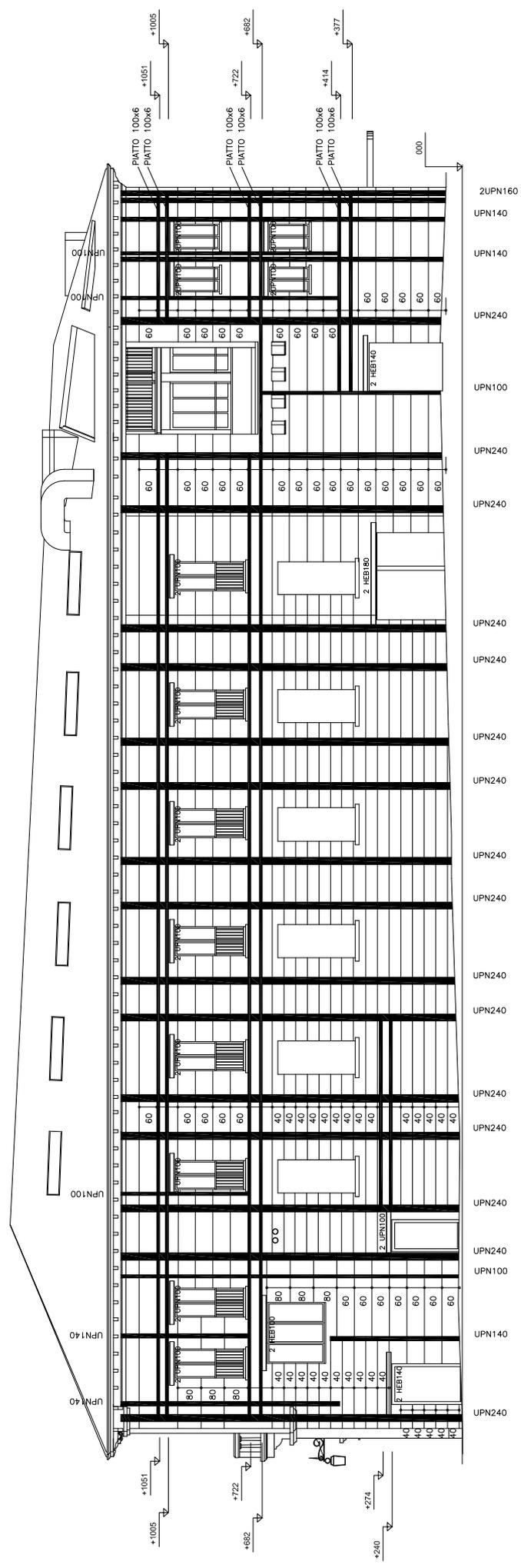


FACCIATA SU PZZ.TA SAN MARTINO

Tavola 10

SCHEMA ADEGUAMENTO
SISMICO MURATURE
Facciata su C.so d'Augusto e
su P.zza San Martino
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200



LEGENDA:

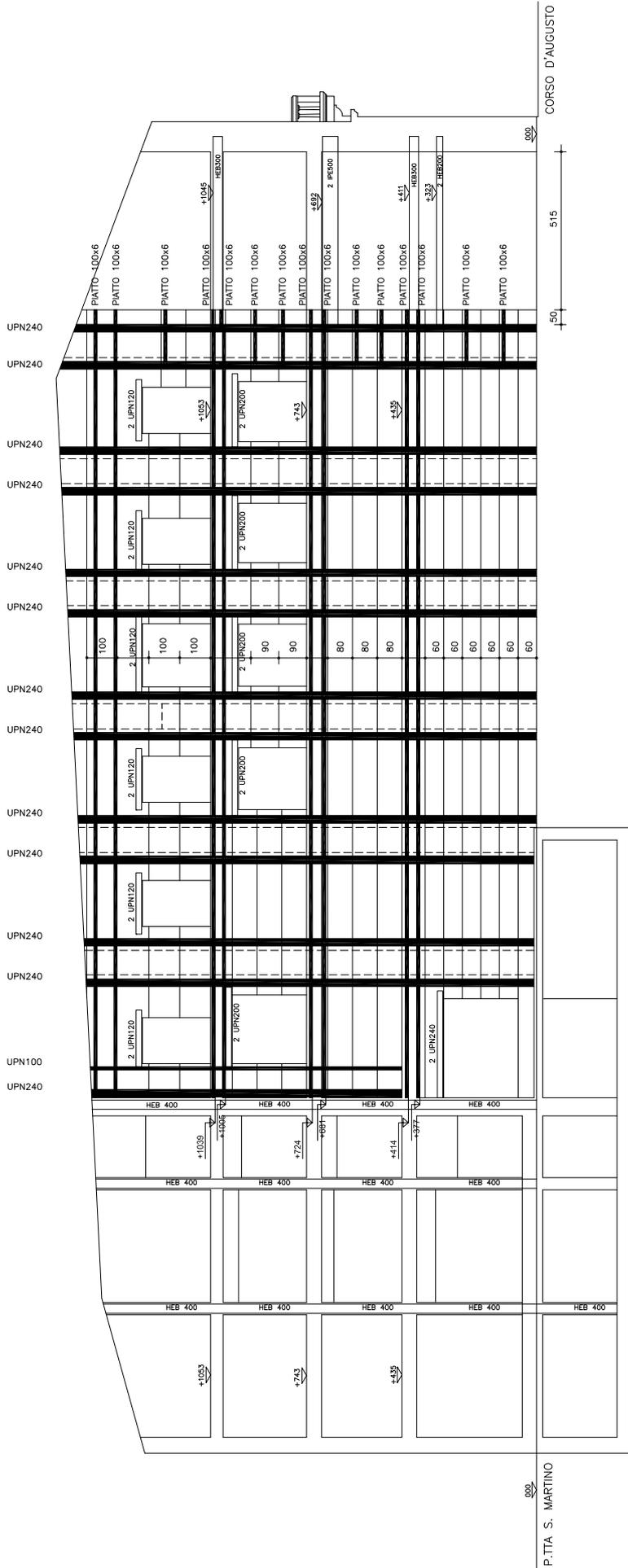
— BARRE PULTRUSE Ø12 FRP-C
INSERITE NELLE FUGHE DEI LATERIZI

FACCIATA SU VICOLO VALLONI

Tavola 12

SCHEMA ADEGUAMENTO
SISMICO MURATURE
Facciata su Vicolo Valloni
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200



LEGENDA:

— BARRE PULTRUSE Ø12 FRP-C
INSERITE NELLE FUGHE DEI LATERIZI

MURO DI SPINA

Tavola 13

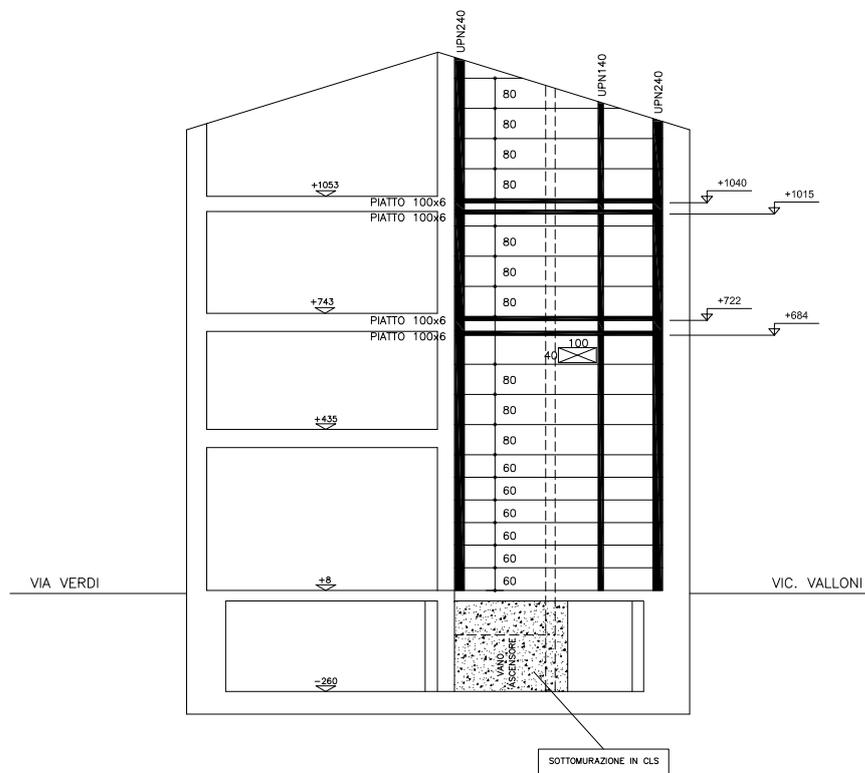
SCHEMA ADEGUAMENTO
SISMICO MURATURE
Muro di Spina

QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

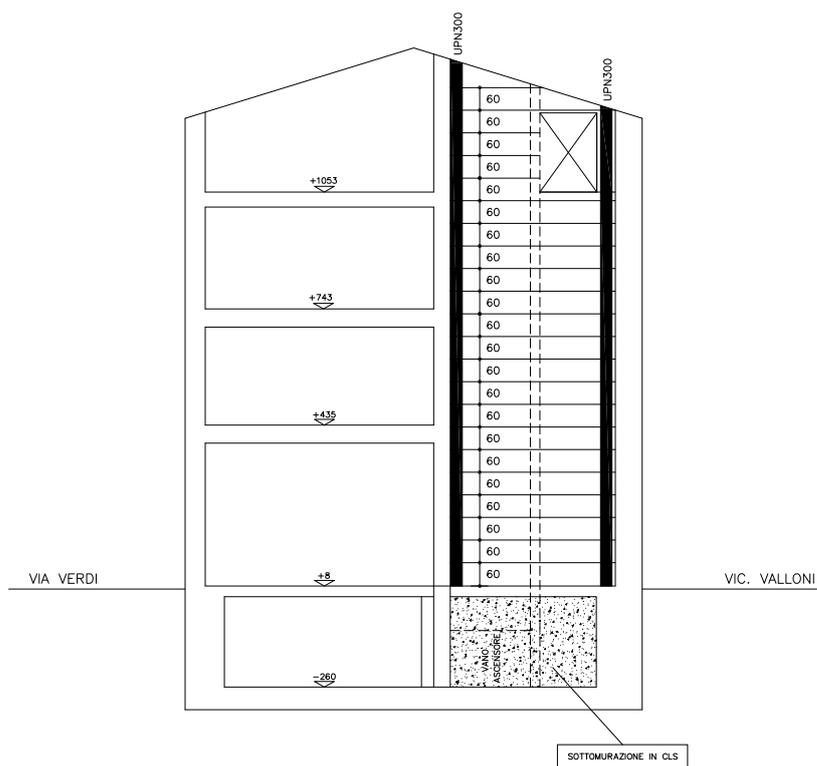
Scala: 1:200

LEGENDA:

— BARRE PULTRUSE $\phi 12$ FRP-C
INSERITE NELLE FUGHE DEI LATERIZI



MURO TRASVERSALE (A)



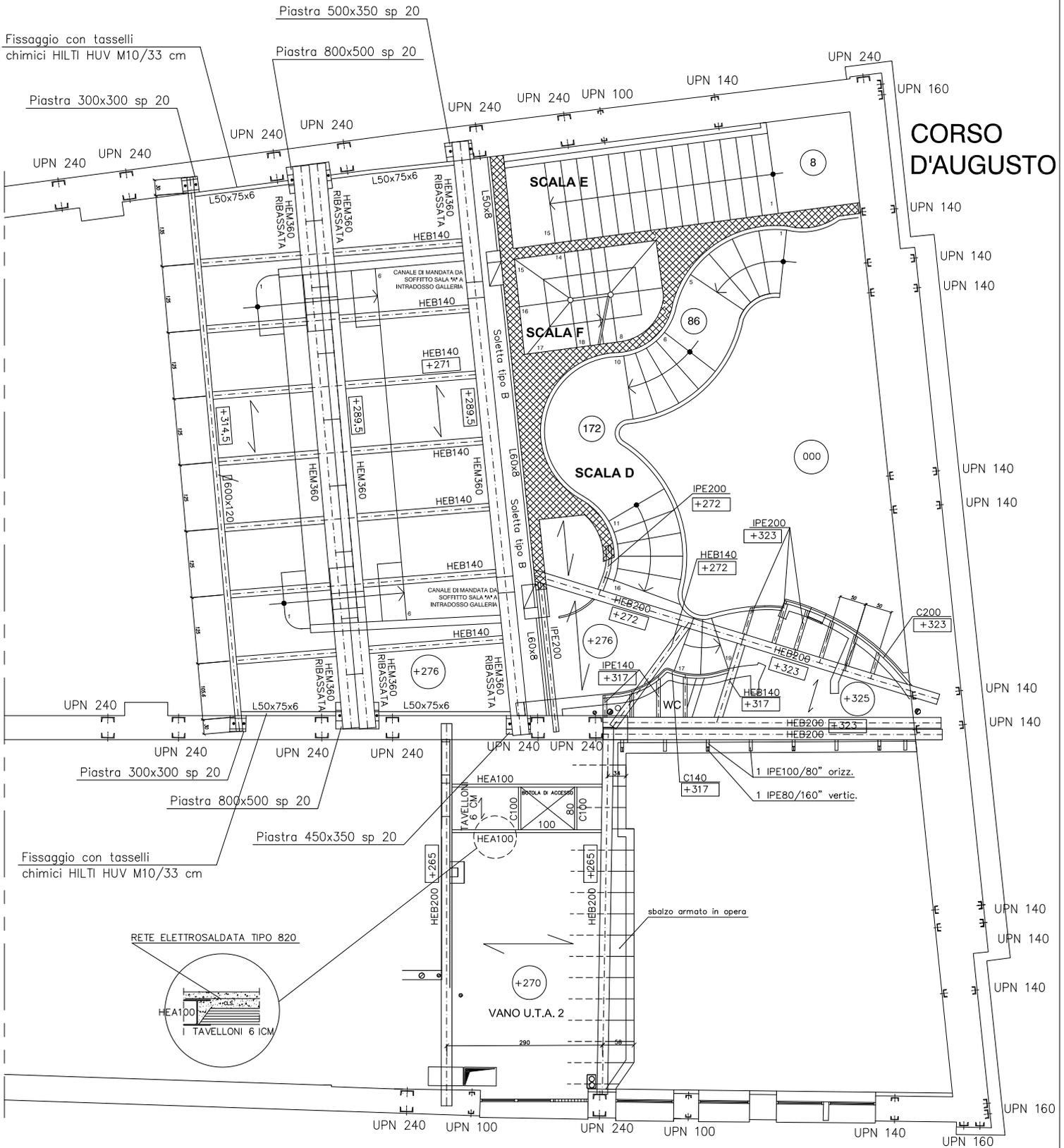
MURO TRASVERSALE (B)

Tavola 14

SCHEMA ADEGUAMENTO
SISMICO MURATURE
Muro di Spina, Muri Trasversali A - B
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200

VICOLO VALLONI



VIA VERDI

Tavola 15

PIANTA SOLAIO GALLERIA
E SOPPALCO

QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:100

Cordolo di ripartizione 20x10. (4012 at48/25)
 Predisporre fori nei profilati metallici per
 passaggio ferri armatura.

Grigliato "Orsogrill" Potissimum 30x3
 con maglia 25x76 - ganci tipo Agiala
 N.B.: Contornare il perimetro del
 grigliato con piatto 30x3
 saldato in costa ai profilati

SCHEMA DELL'INTERVENTO DI
 ADEGUAMENTO SU SOLAIO IN LEGNO
 CON SISTEMA LPR PETER COX TAV. S24

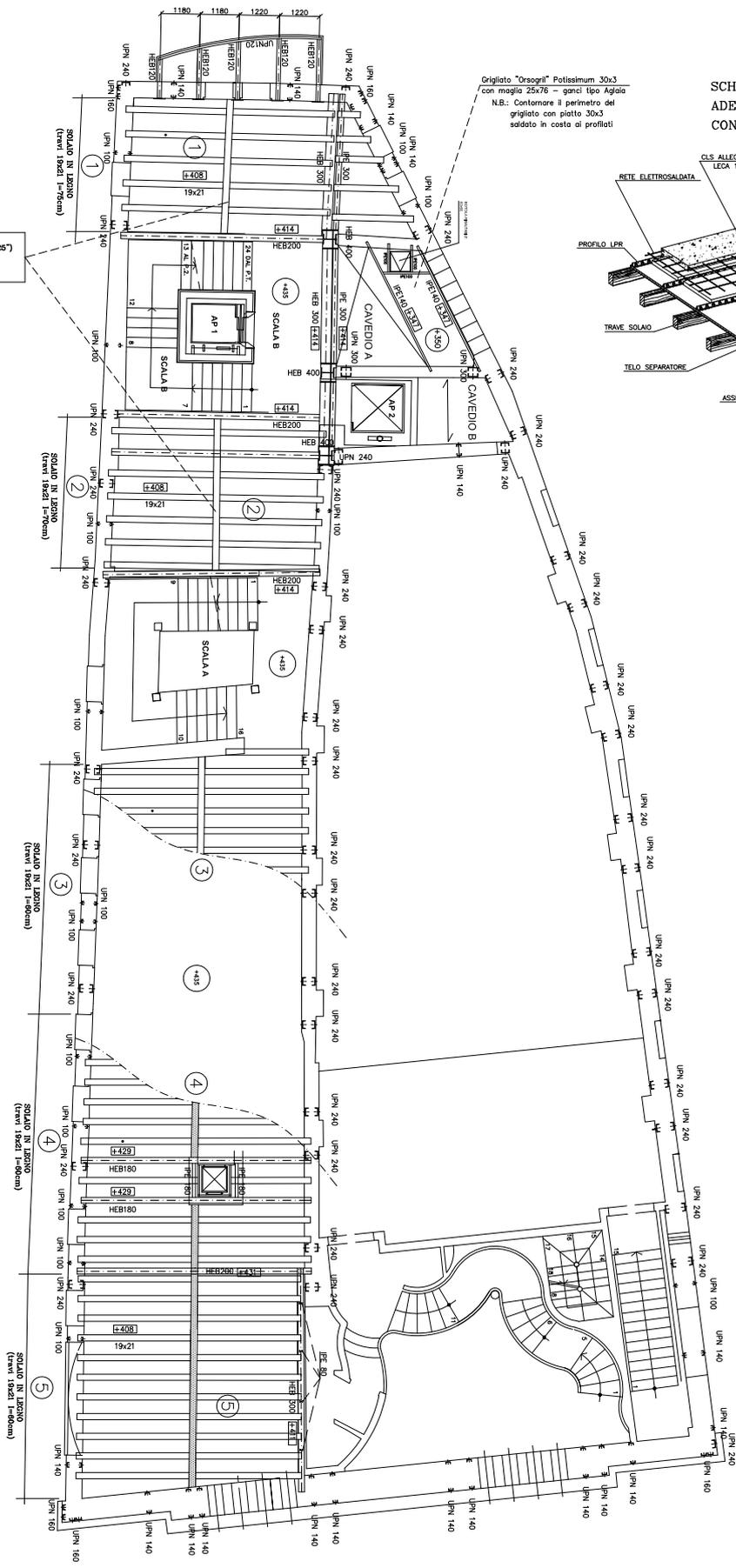
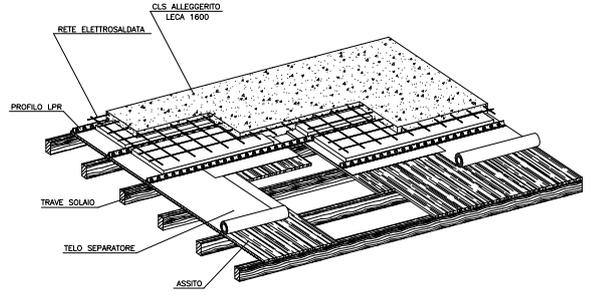


Tavola 16

PIANTA SOLAI A QUOTA +435

QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
 FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200

Cordolo di ripartizione 20x10 (#12 stir/25)
 predisporre fuori nei profilati metallici per
 passaggio ferri armature.

SOLAIO ESISTENTE IN LAT. E.C.A.
 CARICO ACCIDENTALE 600 KG/M²

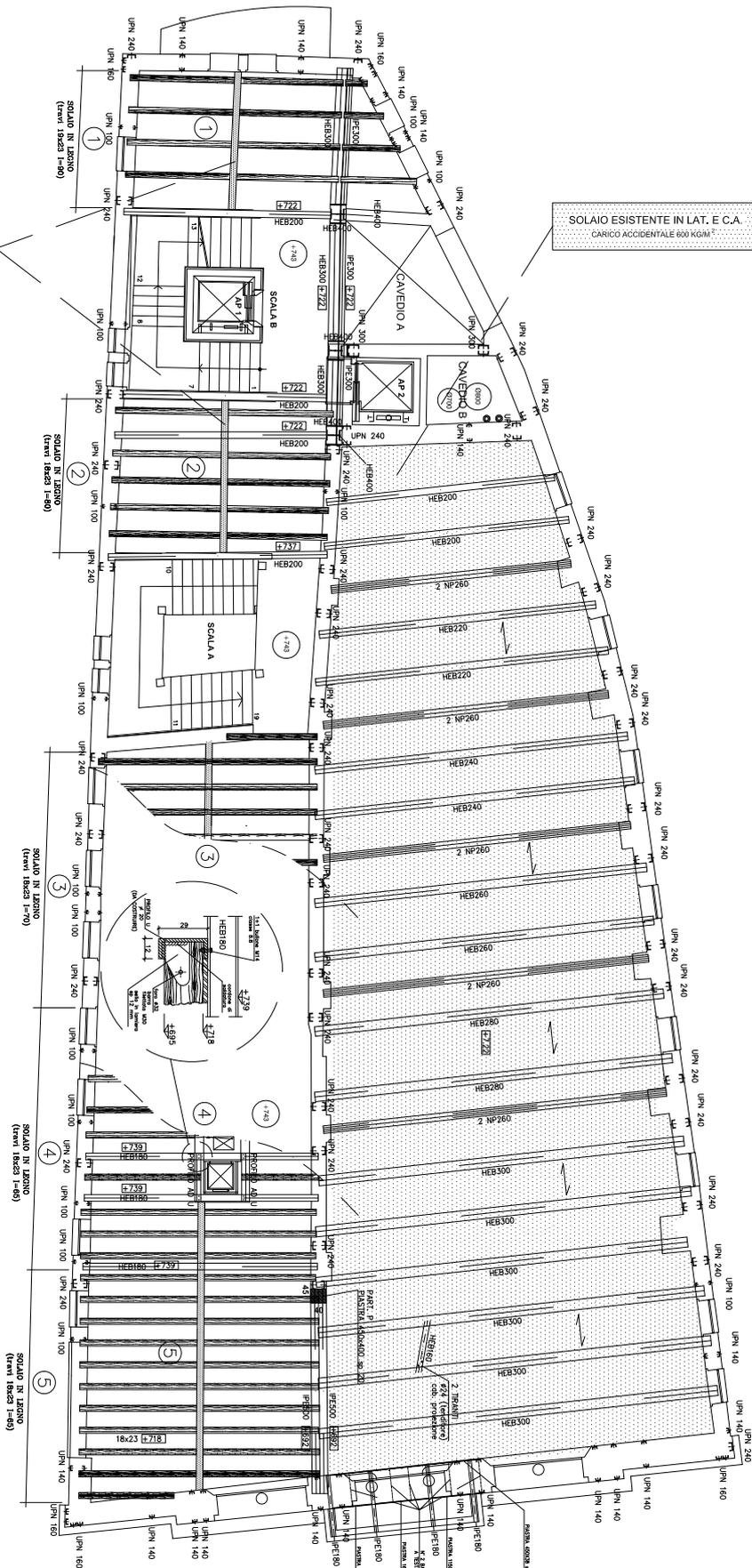


Tavola 17

PIANTA SOLAI A QUOTA +743

QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
 "FULGOR" SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200

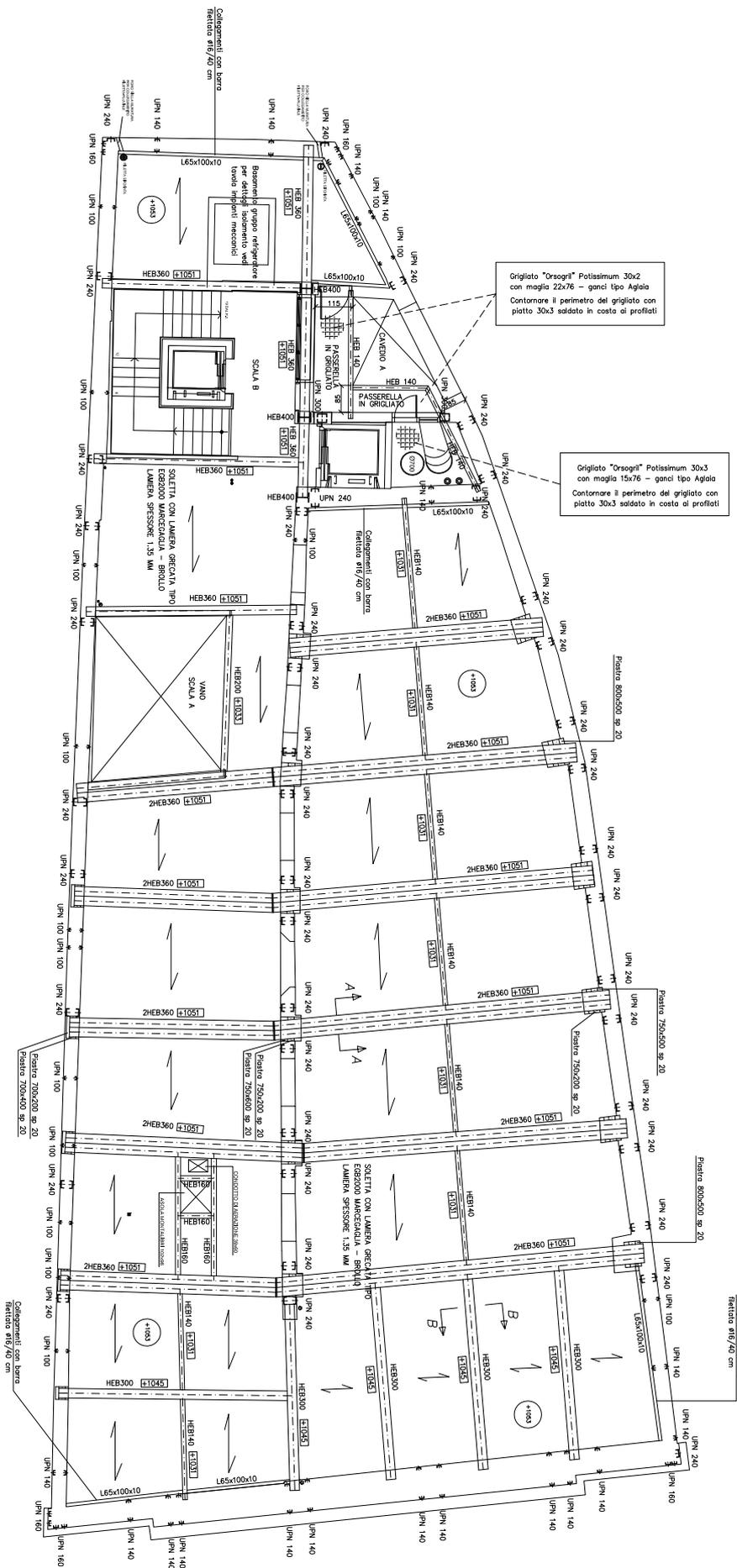


Tavola 18

PIANTA NUOVO SOLAIO
A QUOTA +1053

QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200

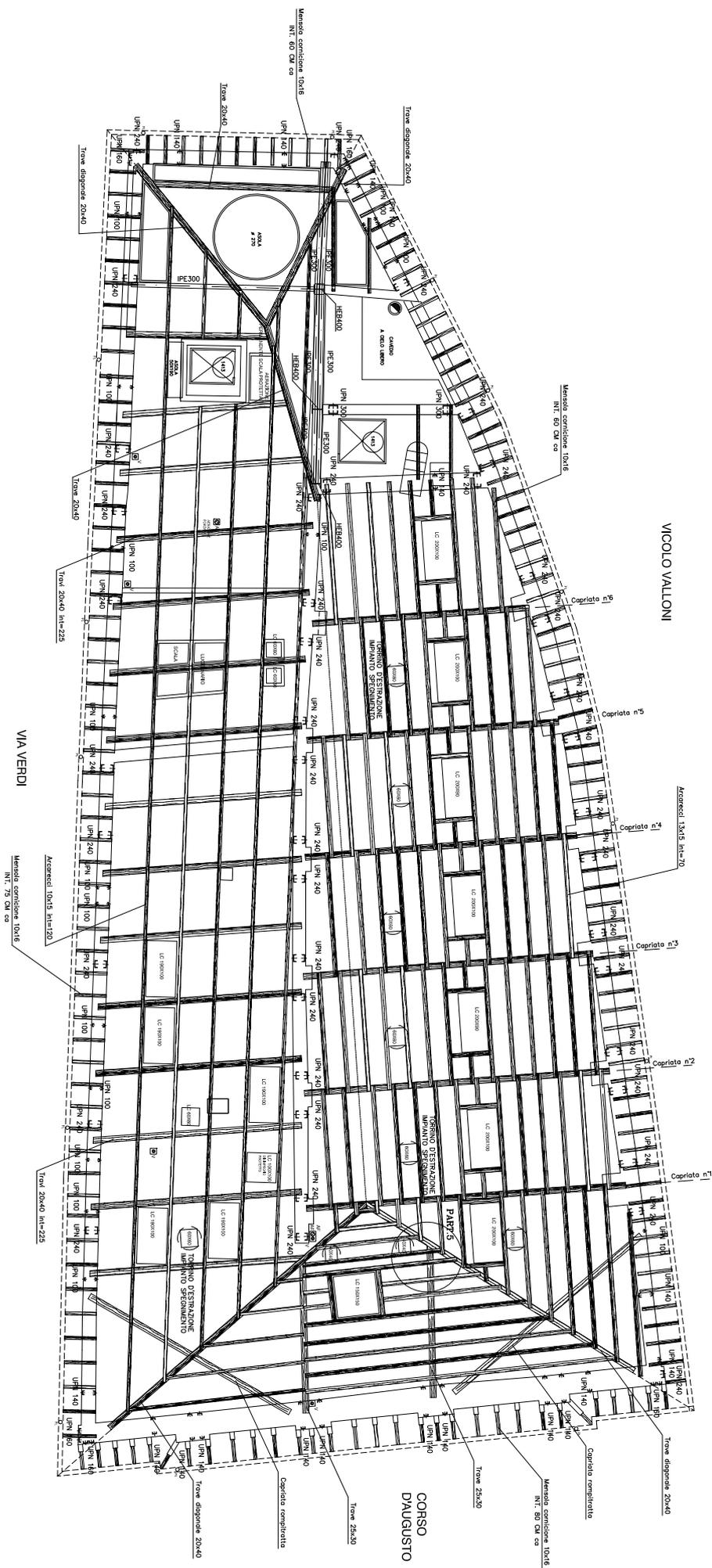
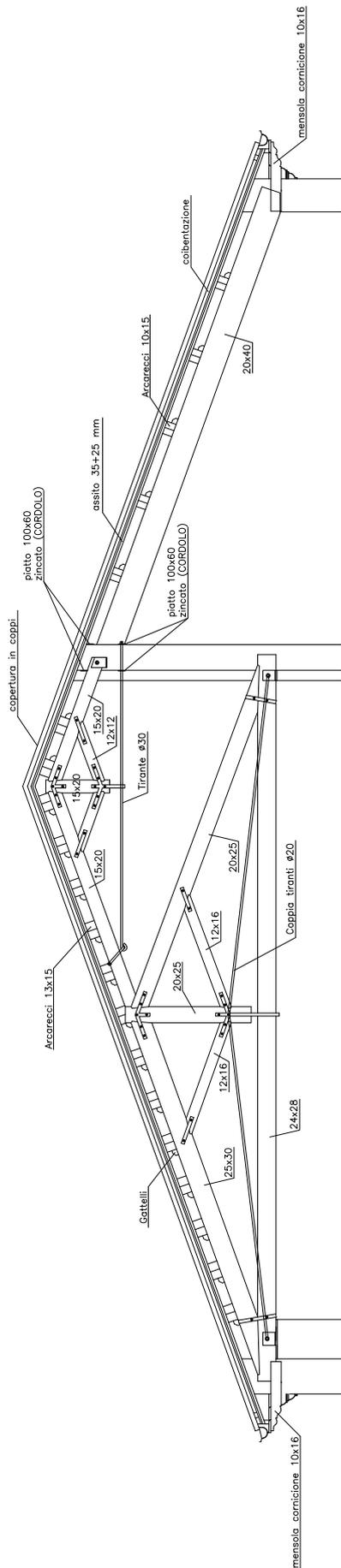


Tavola 19

PIANTA STRUTTURA
DI COPERTURA IN LEGNO

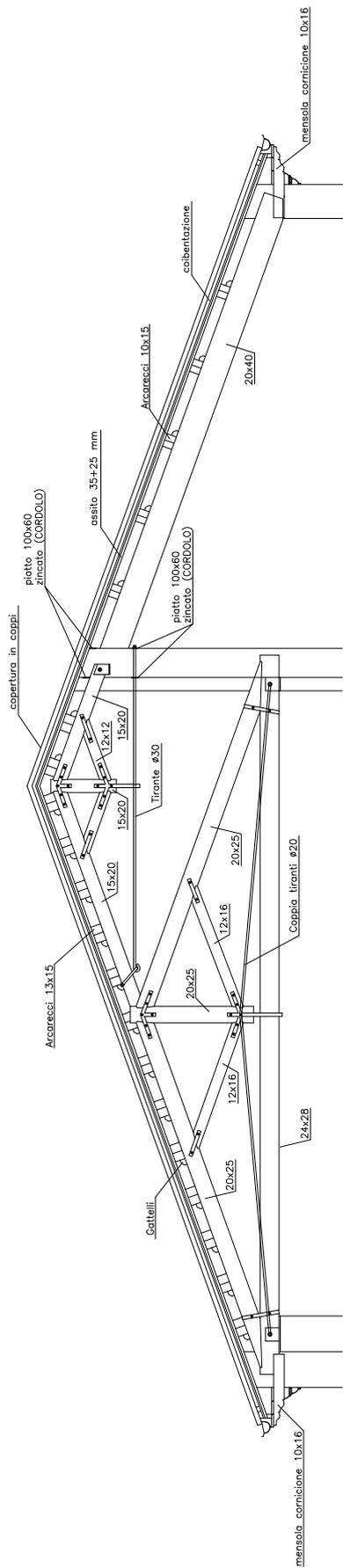
QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:200



10.63

Capriata n°1



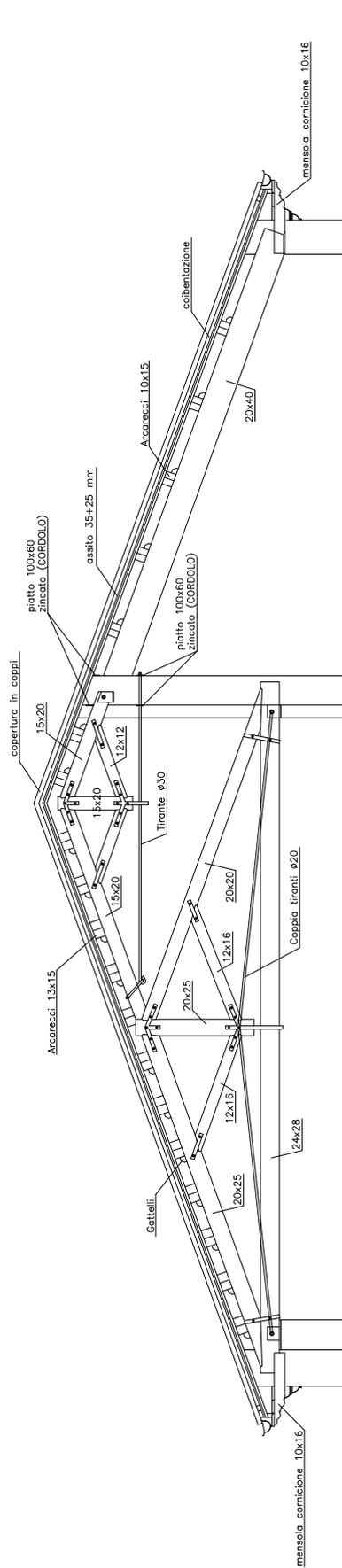
10.17

Capriata n°2

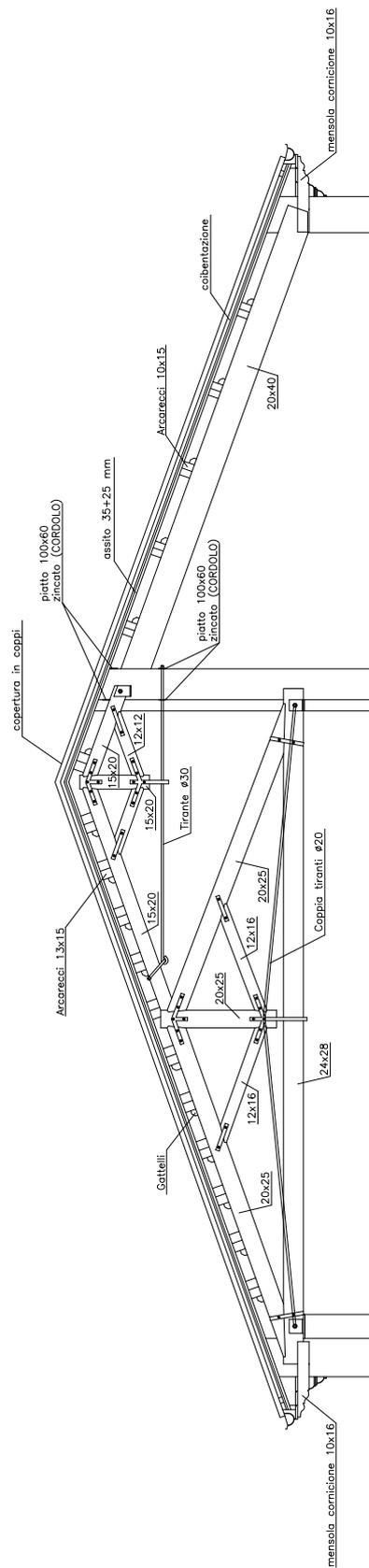
Tavola 20

COPERTURA IN LEGNO
 SCHEMA STRUTTURALE
 DELLE CAPRIATE 1 - 2
 QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
 FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:100



Capriata n°3

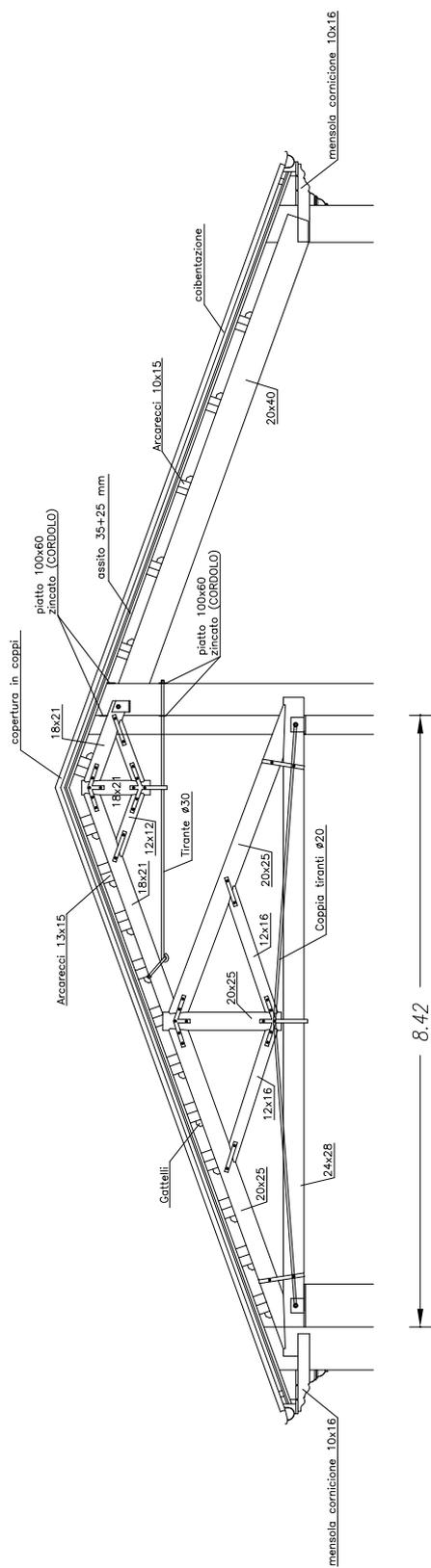


Capriata n°4

Tavola 21

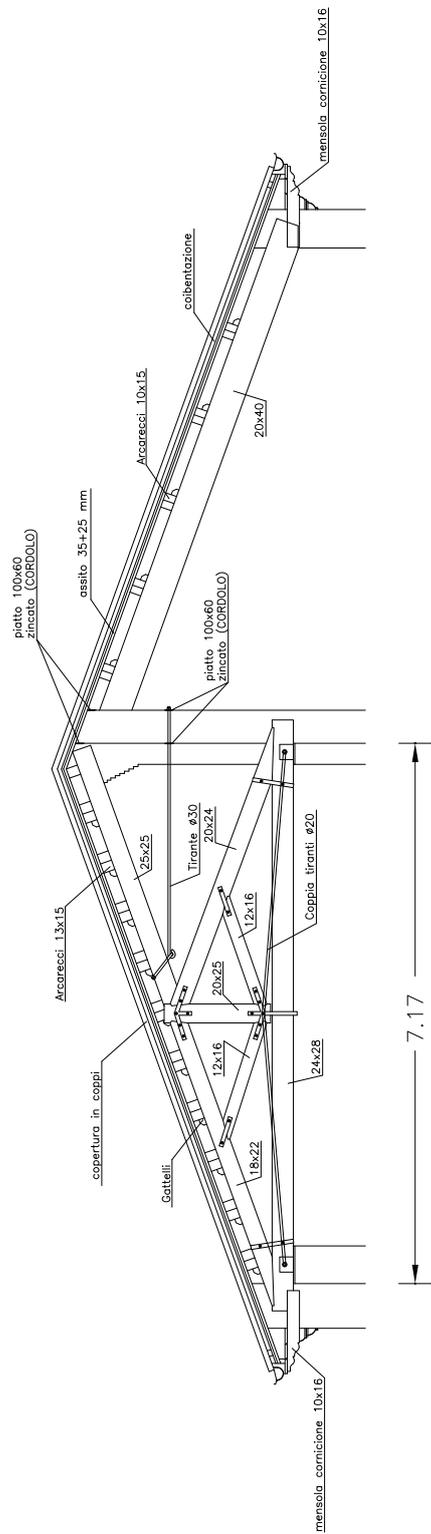
COPERTURA IN LEGNO
 SCHEMA STRUTTURALE
 DELLE CAPRIATE 3 - 4
 QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
 FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:100



8.42

Capriata n°5



7.17

Capriata n°6

Tavola 22

COPERTURA IN LEGNO
 SCHEMA STRUTTURALE
 DELLE CAPRIATE 5 - 6
 QUOTA 00: SOGLIA INGRESSO ATTUALE
 FULGOR SU C.SO D'AUGUSTO

Scala: 1:100