

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI GENOVA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA in COSTRUZIONI SPECIALI

Analisi di interazione muratura-cemento armato tramite l'ausilio di software F.E.M.

RELATORE: Prof. Ing. Chiara CALDERINI

CORRELATORE: Dott. Ing. Giulio Lucio Sergio SACCO

LAUREANDO: Andrea D'ALESSANDRO

Anno Accademico: 2020 – 2021

Introduzione	pag. 3
Capitolo 1 – Il brevetto “Hennebique”	pag. 5
Capitolo 2 – Gli edifici storici di San Martino di Genova	pag. 12
2.1 – Casi studio di edifici universitari di San Martino	
Capitolo 3 – Analisi di interazione muratura-cemento armato	pag. 19
3.1 – Validazione modello F.E.M. con software “Ansys”	
3.2 – Analisi parametrica con software “Ansys”	
3.3 – Validazione modello F.E.M. con software “Seismostruct”	
Conclusioni	pag. 50
Bibliografia	

Introduzione

Il seguente lavoro di tesi rivolge la propria attenzione alla classe di edifici a struttura mista muratura-cemento armato risalenti ai primi anni del '900. Nello specifico verranno menzionati e riportati una serie di istituti universitari che a partire dagli anni '20 hanno costituito la cosiddetta "cittadella" universitaria di San Martino di Genova. Si tratta di una decina di edifici costruiti impiegando il brevetto Hennebique, una delle prime tecniche di costruzione in conglomerato cementizio che in Italia, in particolare nella città di Genova, ebbe grande diffusione.

La scelta di analizzare l'interazione tra la muratura ed il cemento armato, impiegati in un portale a singola campata, è stata valutata a seguito della difficile individuazione dell'ossatura portante dell'ex istituto di "matematica"; in tale edificio l'introduzione degli elementi in conglomerato era ispirata più da esigenze funzionali che strutturali. La non continuità tra pilastri in pianta e la presenza di travi in appoggio su elementi in cemento ed in muratura, come ipotizzato a seguito dei rilievi in sito, ha suscitato numerose perplessità sulla correttezza e la quantità di informazioni raccolte sulla struttura. Essendo incomplete, non hanno permesso di individuare e posizionare correttamente gli elementi strutturali per poi poter costruire un modello geometrico-meccanico dell'edificio da sottoporre ad analisi lineari o non lineari.

Ciò ha stimolato la volontà di studiare l'interazione tra la muratura ed il cemento armato parametrizzandone le caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidezza, nonché il diametro dei ferri e le sezioni degli elementi cementizi. L'obiettivo dell'analisi è quello di cogliere eventuali differenze confrontando delle curve di capacità, per poter constatare quale tra i numerosi parametri più influenzi e renda sensibile la risposta della struttura.

L'interazione ha implicitamente necessitato la validazione e lo studio di un criterio di rottura, al fine di modellare correttamente il comportamento anelastico dei materiali presenti. La validazione è avvenuta confrontando le curve forza-spostamento sperimentali, di due travi in semplice appoggio, con le curve ottenute dal software "Ansys Workbench". Dato l'esito positivo della verifica, è stato possibile eseguire una serie di analisi parametriche sul portale a struttura mista. Un'ulteriore validazione delle travi provate al vero e del portale modellato col primo software F.E.M. è stata eseguita tramite un secondo software "Sismostruct" che prevede l'impiego di elementi "a fibre" consentendo una modellazione ed analisi più semplice e veloce.

Capitolo 1 – Il brevetto “Hennebique”

La progettazione strutturale degli edifici, fino agli ultimi decenni dell'Ottocento, avveniva attraverso criteri empirici ben lontani da quelli che oggi sono alla base della scienza delle costruzioni. Si costruiva per confronto con edifici precedenti rispettando la regola delle proporzioni. Le dimensioni di un'opera si determinavano da un'altra di grandezza maggiore, per la quale era possibile assumere l'età e lo stato di conservazione come indici di stabilità. Le costruzioni risalenti alla fine del '800 inizio '900 si identificano con il termine edifici storici in *conglomerato cementizio armato*, dato che i singoli componenti risultano molto diversi da quelli utilizzati attualmente. Le caratteristiche e le peculiarità di questi edifici in “cemento armato” son ben lontani dalla standardizzazione che è oggi imposta da un riferimento normativo italiano ed europeo, ma spaziano tra l'ingegno di diversi produttori e tecnici sulla base di modelli più o meno rigorosi che hanno definito brevetti applicati in molti casi in tutta Europa. La necessità di valutare la sicurezza di un edificio in conglomerato cementizio armato non può prescindere dalla conoscenza del materiale con cui è realizzato. In questo caso, però, la determinazione dei parametri meccanici del materiale non risulta agevole per diversi fattori. Il materiale è stato, in molti casi, preparato e messo in opera senza regole precise, affidando all'esperienza del costruttore la scelta del mix design da adottare. Le principali carenze strutturali sono però da ricercare nella scelta dei dettagli costruttivi; in tale ottica, è fondamentale la conoscenza dei brevetti che hanno “regolato” le prime costruzioni in cemento armato e può rappresentare, se tale conoscenza non risultasse critica e dettagliata, una lacuna tale da compromettere l'affidabilità di eventuali valutazioni strutturali. L'impiego combinato di cemento e ferro nel settore delle costruzioni trova esempi lontani nel tempo; solamente però a partire da metà '800 la ricerca assume consapevolezza dei possibili risultati. Partendo dai primi manufatti, vasi e serbatoi in cemento armato di Monier, si è rapidamente passati ai primi brevetti di solai in cemento armato di Matrai (fig.1) e di altri elementi strutturali (Morabito e Podestà).

In Italia, in particolare, sebbene lo sviluppo dell'industria del cemento avvenisse con molto ritardo rispetto agli altri paesi europei, vennero ideate soluzioni originali che, a partire dai brevetti importati, diedero un grande impulso alla diffusione della tecnica costruttiva. I due colossi industriali dell'epoca la “Maison Hennebique” e la “Wayss & Fraytag” si imposero rispettivamente in Francia ed in Germania nell'ideazione e realizzazione dei principali sistemi di costruzione in cemento armato. Il sistema Hennebique si diffuse soprattutto in alta Italia,

Piemonte e Liguria principalmente; ma è possibile trovare tali applicazioni anche a Roma e Napoli dove erano localizzati i concessionari di questo marchio. Le tecniche brevettate francesi vennero messe in campo dalla Società Porcheddu di Torino, soprattutto nel campo dei grandi appalti pubblici; a Giovanni Porcheddu (1860-1937), ingegnere civile e industriale si deve non solo la diffusione del Sistema Hennebique in Italia ma anche la realizzazione di alcune opere che hanno raggiunto il primato nel mondo tra cui: i Silos granari del porto di Genova (1901), il Ponte Risorgimento a Roma (1911), la Fiat Lingotto a Torino (1915). In particolare nella città di Genova si possono ancora oggi ammirare alcune delle sue opere quali: il Mercato Orientale (1897), il Palazzo Poste e Telegrafi (1909), la Nuova Borsa (1912) e l'Hotel Colombia (fig.2) (Nelva e Signorelli).

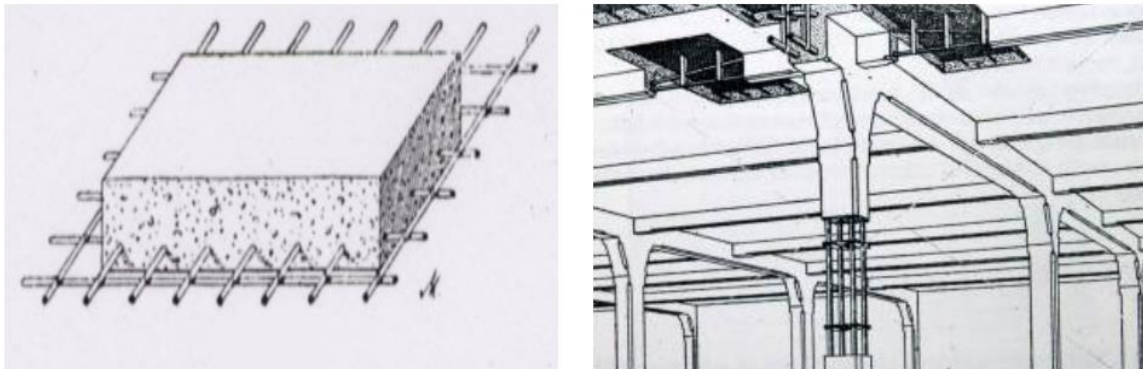


Figura 1: Solaio con brevetto “Monier” e solaio con brevetto “Hennebique” (da Morabito e Podestà)



Figura 2: Hotel Colombia, piazza Principe, Genova, 1921 (da Morabito e Podestà)

È evidente che, se per la verifica di un edificio in cemento armato di recente concezione uno dei primi aspetti da capire è la normativa rispetto alla quale è stato realizzato, per un edificio storico in conglomerato cementizio armato è necessario individuare il brevetto sul quale si basa. Questo aspetto aumenta l'importanza della ricerca storica e dei dettagli costruttivi che caratterizzano i diversi brevetti ma rende per contro più agevole la fase di conoscenza sul campo, limitando il livello di incertezza anche nel caso di una campagna diretta non esaustiva. Essendo il brevetto il "plus-valore" dell'impresa, la realizzazione del manufatto tende, in genere, a non discostarsi da esso, proprio perché la sicurezza della costruzione è connesso ad esso in maniera intrinseca (Morabito e Podestà).

Tra le decine di brevetti depositati, sulla costruzione di pilastri, travi e solai, ci soffermeremo sul sistema di costruzione Hennebique; data la sua prevalente diffusione in Italia ed in particolare nel capoluogo ligure.

Il sistema Hennebique permetteva la costruzione completa di un'ossatura portante monolitica in conglomerato cementizio armato che prevedeva plinti di fondazione, pilastri, travi principali, secondarie e solette. Rispetto al suo predecessore Monier, che armava le proprie travi simmetricamente rispetto all'altezza della sezione, Hennebique basò il proprio sistema su membrature dove l'armatura si trovava "annegata" nella zona tesa della sezione trasversale, in modo che potesse assorbire quelle sollecitazioni di trazione per le quali le proprietà meccaniche del conglomerato non erano adeguate (fig.3). Le travi collegate monoliticamente alle solette formavano in pratica delle strutture resistenti con sezione a "T", sviluppate spesso nei due sensi ortogonali del solaio. La loro armatura era costituita da una serie di barre tonde, alcune diritte, dislocate in prossimità della faccia inferiore della trave, altre, parallele alle prime, erano ripiegate alle due estremità verso l'alto, in modo da assicurare nelle zone di incastro la presenza di armature metalliche sia al lembo inferiore che a quello superiore della struttura (Morabito e Podestà).

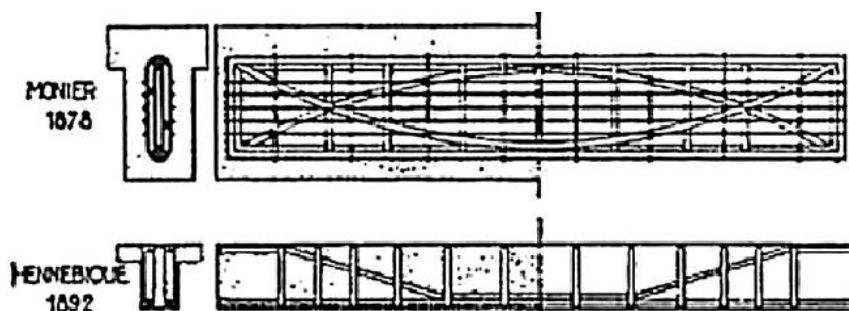


Figura 3: Confronto di una trave con brevetto Monier ed Hennebique (da Morabito e Podestà)

La ripartizione tra ferri dritti e ferri piegati era generalmente in parti uguali. Tutti i ferri dovevano terminare con ganci e grande cura veniva posta negli ancoraggi sul perimetro del solaio. Inoltre il sistema prevedeva la presenza di staffe, elementi a braccia verticali, in piattina di ferro (sezione 20x2 mm o 30x2 mm) che contrastavano gli sforzi di taglio presenti nell'elemento inflesso (fig.4). La presenza di armatura al lembo superiore permetteva di assorbire lo sforzo di trazione presente nell'incastro, dovuto al momento flettente negativo. Inoltre, Hennebique aveva individuato nei ferri piegati un'ottima difesa contro gli sforzi taglianti e ne faceva uso anche nelle travi semplicemente appoggiate. L'angolo di risalita delle barre verso gli appoggi era variabile in funzione del rapporto tra il terzo della luce della trave e l'altezza della sezione. La piegatura verso l'alto, infatti, doveva cominciare ai terzi della campata. Tutti i ferri, dritti o rialzati, dovevano terminare con ganci, che trovavano entro la loro piegatura a uncino un tronco di barra che migliorava l'ancoraggio nel conglomerato cementizio, dimostrando così di dedicare notevole importanza ai dettagli costruttivi necessari per fornire una corretta continuità strutturale. Caratteristico il collegamento tra pilastri e travi che spesso presentava mensole di raccordo inclinate in prossimità dell'appoggio (fig.5). Il brevetto utilizzava quindi il ferro in modo consono alle sue specifiche caratteristiche fatto che è alla base del concetto del conglomerato cementizio armato (il ferro prevalentemente veniva assoggettato a sforzi di trazione, il conglomerato a compressione). Le travi, sormontate da solette con spessore variabile dai 12 ai 16 cm con l'armatura ortogonale ad esse, venivano considerate con sezione resistente a T. I solai generalmente erano costituiti da una soletta estradossale (portante la pavimentazione) e da una soletta inferiore di ridotto spessore realizzante l'intradosso (fig.6).. Il sistema di travi portanti era, quindi, nascosto all'interno e collegava le due solette (Morabito e Podestà).

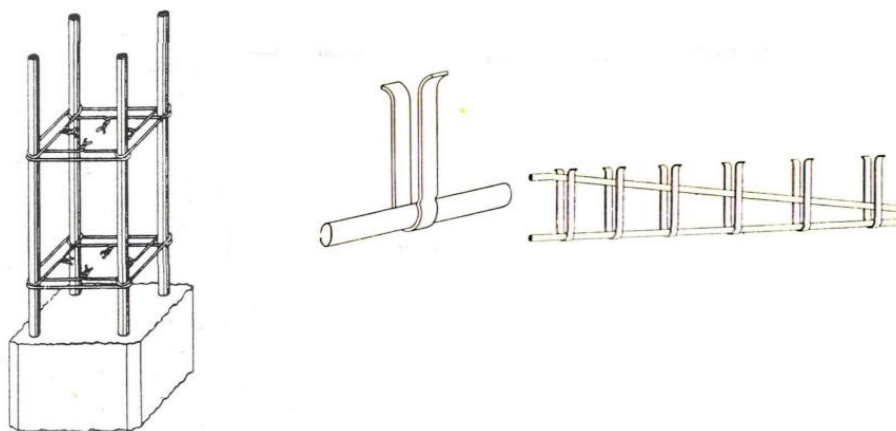


Figura 4: Dettagli armature travi e pilastri del sistema Hennebique (da Morabito e Podestà)

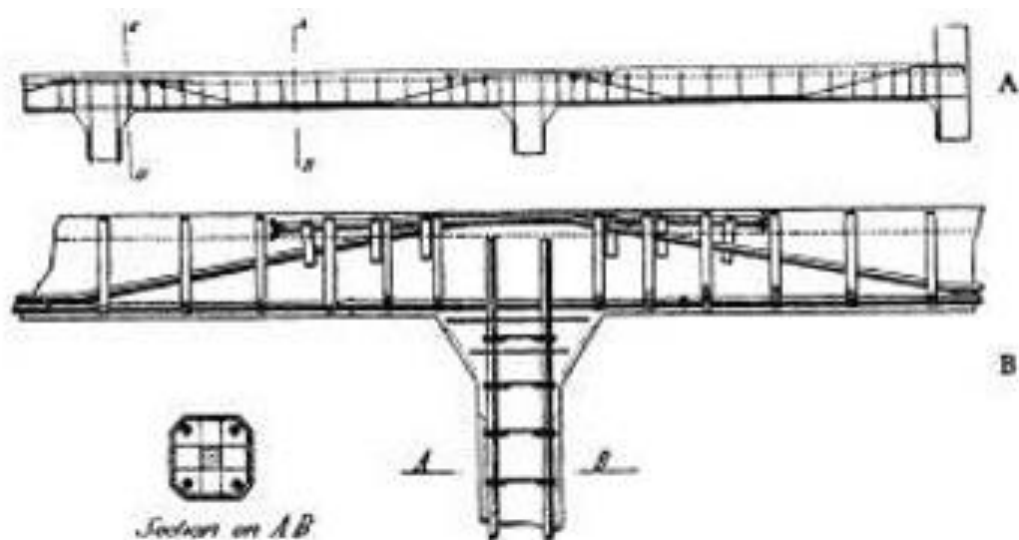


Figura 5: Forma e posizionamento delle staffe nel brevetto Hennebique (da Morabito e Podestà)

Lo spessore complessivo del solaio risultava compreso tra 30 e 40 cm, suddivisi in: 12-16 cm per la soletta di estradosso, 4-6 cm per la soletta d'intradosso a cui si aggiungevano dai 12 ai 20 cm di camera d'aria. Nel caso di travi principali di dimensioni rilevanti, la sezione poteva emergere dalla soletta inferiore. La soluzione a doppia soletta era generalmente utilizzata per strutture di particolare pregio per le quali, le finiture, risultassero un aspetto non trascurabile. Questa tecnologia portava con sé numerosi vantaggi, tra i quali, un buon isolamento termico ed acustico ed un soffitto perfettamente piano ma la realizzazione dell'intercapedine d'aria richiedeva una cassetta di legno irrecuperabile a getto ultimato. La cassetta veniva sostituita da una lastra prefabbricata di spessore variabile tra i 4 e 6 cm, poggiante sul bordo delle nervature precedentemente realizzate, che permetteva il getto della soletta superiore e che rimaneva inglobata nella struttura completata. Le travi erano realizzate nei due sensi ortogonali del solaio, con orditura principale e secondaria, o doppia orditura nei casi di campiture quadrate (Nelva e Signorelli).

Tra le prime teorie per la compressione semplice agente su pilastri in conglomerato cementizio, compare il metodo Hennebique (1892). Il sistema di calcolo Hennebique prevedeva formule semplici di natura empirica basate cioè su sperimentazioni ed esperienze costruttive che, per certi aspetti, presentano analogie con l'attuale metodo di verifica a rottura. Nel caso della compressione semplice la portata di un pilastro era data dalla somma dei contributi del conglomerato e del ferro, ottenuti come prodotto dalle rispettive sezioni per le tensioni di calcolo. Come menzionato precedentemente, tra i primi metodi per verificare

solette e travi soggette a flessione in cemento armato, compare sempre il nome Francois Hennebique. Nel caso della flessione si attribuiva un momento resistente al conglomerato e uno, di egual valore, al ferro, e si adottavano (indipendentemente dalla congruenza delle deformazioni elastiche) opportune tensioni medie di calcolo. Il modello di calcolo delle travi è illustrato nella figura 9 (Morabito e Podestà).

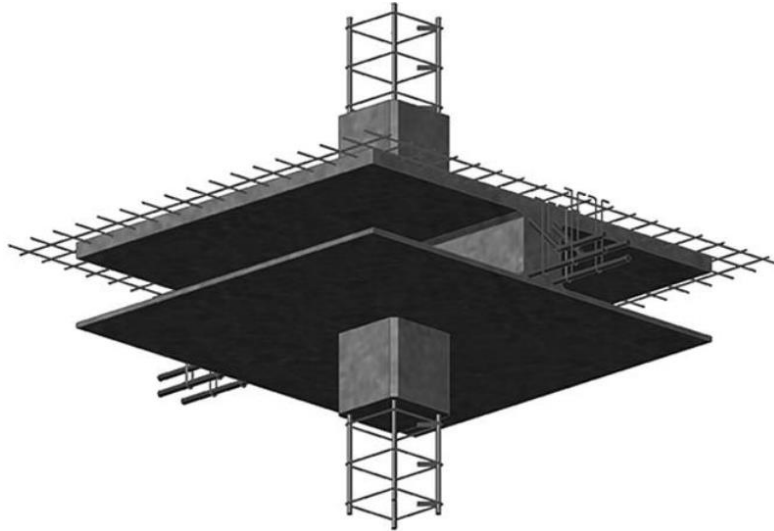


Figura 6: Schema del sistema Hennebique: solaio “a camera d’aria” (da Morabito e Podestà)

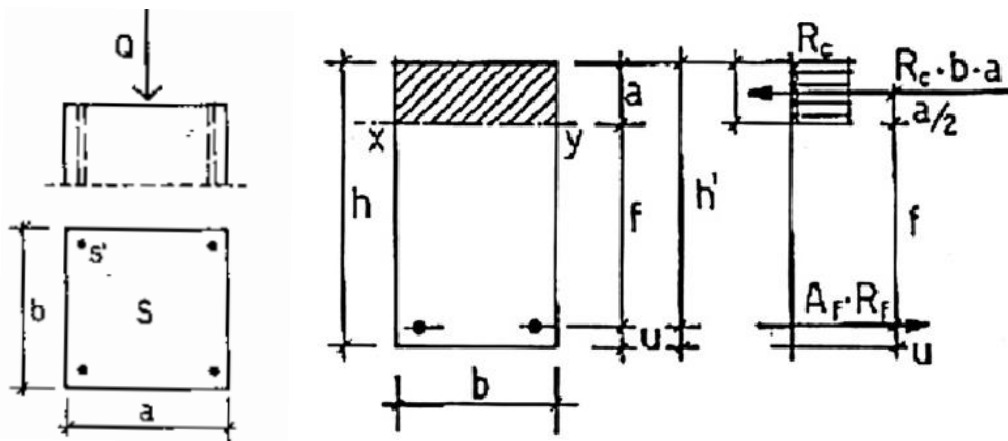


Figura 7: Caratteristiche di dimensionamento del sistema “Hennebique” (da Morabito e Podestà)

In pratica si imponeva che il momento flettente esterno venisse assorbito per metà del conglomerato cementizio e per l'altra metà dal ferro, ricavando, in prima fase di progetto, l'area di conglomerato necessaria e reagente a compressione. Si adottava, a riguardo, una tensione media di 25 kg/cm^2 ammettendo che nelle fibre più esterne sollecitate tali valori fossero superiori. Successivamente si ricavava l'area dell'armatura in ferro fissando, in fase di

progetto ed in base all'esperienza, la lunghezza del braccio di leva delle forze interne (in proporzione con le altre dimensioni della trave) e adottando una tensione media di 1000 kg/cm². Questo procedimento ovviamente non soddisfaceva però la condizione di equilibrio delle forze interne resistenti (una del conglomerato e una del ferro). Dato che la progettazione delle sezioni degli elementi portanti era determinata sulla base di proporzioni verificate dall'esperienza, i rapporti tra le diverse dimensioni delle membrature erano abbastanza simili e ripetibili (come per esempio il rapporto tra altezza e base delle travi, luce delle travi secondarie). Il problema del taglio fu spesso sottovalutato dai costruttori e ricercatori. Una prima motivazione possibile è connessa alla difficoltà di definire in maniera sperimentale la resistenza a taglio di un elemento in conglomerato cementizio armato. Quello che si propose fu quello di modificare le teorie adottate per calcolare il taglio nelle travi in metallo alle costruzioni in conglomerato cementizio armato. Le staffe utilizzate da Francois Hennebique per rinforzare le travi a taglio venivano posizionate vicino ai vincoli ed in prossimità di carichi concentrati. Per primo Hennebique introdusse una specifica armatura a taglio caratterizzata da piattine metalliche di larghezza pari a 20-25 mm, che venivano disposte in maniera non uniforme lungo la trave, infittendole in corrispondenza degli appoggi dove la sollecitazione tagliente è maggiore (Morabito e Podestà).

Le ricerche applicative ed i calcoli da parte dei pionieri di questo materiale innovativo (Coignet, Wayss, Koenen, Mörsch) hanno consentito in passaggio in breve tempo dallo stadio empirico e sperimentale a realizzazioni in cui il calcestruzzo armato è impiegato secondo le sue specifiche caratteristiche. I testi dell'epoca contribuirono a diffondere le conoscenze necessarie ad un impiego razionale del cemento armato, superando il tentativo di molti costruttori-progettisti di mantenere segreti i loro brevetti e procedimenti; ma saranno gli ingegneri più giovani che spingeranno verso la nuova tecnica e verso le modifiche anche formali che questa consente. Gli ingegneri erano considerati poco più che capomastri ed il nuovo tipo di costruzioni era visto con scetticismo dai possibili committenti e dalle autorità. Veniva apprezzata la possibile resistenza al fuoco (che costituiva un punto di forza nella pubblicità di Hennebique) con adeguata ricopertura dei ferri, caratteristica importante anche sotto l'aspetto della resistenza all'umidità, fattore ben presente all'esperienza dei costruttori. Sotto altri aspetti la mancanza di una normativa, cui adeguarsi, sollecitava la massima attenzione degli esecutori, tanto che molte costruzioni di allora risultano ancora oggi in perfette condizioni (Nelva e Signorelli).

2 – Gli edifici storici di San Martino di Genova

La cosiddetta “città universitaria di S. Martino” era divisa in due nuclei di edifici, destinati rispettivamente, alla facoltà di scienze ed a quella di medicina e chirurgia. Per la facoltà di scienze furono costruiti tre istituti che comprendevano la chimica generale, la chimica farmaceutica e la fisica. Per la facoltà di medicina e la chirurgia furono costruiti un gruppo di edifici che comprendevano, la clinica medica con gli istituti annessi, fra i quali l'istituto di biotipologia, la clinica dermatologica, la patologia medica, la fisiologia e l'igiene (fig.8). Tutti gli edifici universitari menzionati costruiti con il brevetto Hennebique a partire dal 1920 ma solamente completati nel 1926.



Figura 8: Foto sul cantiere della “cittadella universitaria” (da archivio “area conservazione edilizia”)

2.1 – Casi studio di edifici universitari di San Martino

Come riportato, l’obiettivo del seguente elaborato è quello di studiare l’interazione muratura-c.a.. Esso nasce dalla difficoltà riscontrata nella caratterizzazione strutturale dell’edificio a struttura mista “ex matematica” che presenta delle metodologie costruttive riscontrate in altri due edifici situati nel quartiere di San Martino. In particolare, questi tre edifici sono:

- Clinica dermatologica (1930)
- Istituto di chimica farmaceutica (1921)
- Istituto di matematica (1921)

Gli ultimi due fabbricati fanno parte del complesso universitario menzionato in precedenza; l'istituto di igiene fu costruito in maniera tale da ottenere una ossatura portante completamente in cemento armato mentre il secondo, fu costruito con una struttura portante mista, da quanto ipotizzato dai rilievi eseguiti, e caratterizzata da muri portanti al cui interno sono stati individuati degli elementi verticali in c.a. I due sistemi interagenti sono stati poi resi solidali tramite un cordolo sommitale lungo i perimetri interni ed esterni. Il solaio risulta a soletta piena con travi a vista realizzate nei due sensi ortogonali del solaio, con orditura principale e secondaria, o doppia orditura nei casi di campiture quadrate.

Clinica dermatologica

Il primo edificio menzionato, l'ex "clinica dermatologica", è anch'esso situato nell'area ospedaliera del polo "San Martino" di Genova (fig.9). La struttura risale agli anni '30; era impiegata per la degenza di alcuni pazienti ed ospitava inoltre un'area di ricerca. Attualmente nel piano terra trova sede lo "sportello studenti" e la segreteria della facoltà di medicina, mentre gli altri due piani sono attualmente in disuso. L'edificio è costituito da una struttura mista muratura-c.a. dove trovano posto dei telai in c.a. nelle due direzioni e dei cordoli sommitali in conglomerato lungo il perimetro che connette i telai con le altre travi interne (fig.10). I telai sono stati poi tamponati con muratura portante in pietra sbozzata, al cui interno sono presenti dei corsi regolari ed equidistanziati di mattoni. In un rilievo preliminare è stata ricostruita l'ossatura portante del fabbricato costituita da elementi in cemento armato e muratura. È stata poi messa in evidenza, a seguito di un'asportazione degli strati superficiali, la presenza di pilastri in cemento armato di dimensioni 45x45 cm ed è stata inoltre riscontrata la totale assenza di aderenza all'interfaccia tra i due materiali causato da un vuoto di circa 3 cm (fig.11). Lo spessore del muro è di circa 45 cm su ogni livello mentre al piano terra lo spessore può variare tra i 60 e gli 80 cm. È stata inoltre rilevata la presenza di corsi di mattoni a circa metà altezza nella parete in muratura. Le foto interne all'edificio sono necessarie per chiarificare la regolarità e la posizione delle listature in mattoni nei muri portanti (con interasse di circa 1 m). In ultimo, a seguito di un peeling di un muro interno, al secondo piano, è stato portato alla luce la tessitura muraria e la presenza di pilastri interni a filo muro (con una dimensione coincidente con lo spessore della muratura). Tale pilastro ha una dimensione di 45x30 cm (fig.12), si trova in buono stato e presenta una superficie esterna compatta (da Jamil H.).



Figura 9: Vista esterna della ex “clinica dermatologica” (da Jamil H.)



Figura 10: Rilevazione termografica dell'esterno dell'edificio (da Jamil H.)



Figura 11: Peeling sulla parete esterna e listature in mattoni nella parete in pietra (da Jamil H.)



Figura 12: Peeling di un muro interno (da Jamil H.)

Istituto di chimica farmaceutica

Il secondo edificio riportato costituisce uno degli istituti della “cittadella” universitaria di S.Martino; ex istituto di chimica farmaceutica divenne a seguito istituto di igiene. Per questa struttura sono stati eseguiti dei rilievi visivi e termografici al fine di verificare l’ipotesi strutturale eseguita in una prima analisi visiva. L’analisi termografica mostra chiaramente la presenza di una struttura costituita da una serie di telai in conglomerato cementizio e da elementi in muratura che fungono da tamponamenti. I pilastri del primo piano e del piano sopraelevato sono chiaramente visibili mentre quelli del piano terra non lo sono a causa dello spessore elevato degli elementi di finitura (fig.13 e 14). Un pannello murario è pertanto costituito da pietra sbazzata piuttosto regolare ed omogenea, interrotta da cordoli intermedi in mattoni col fine di regolarizzare il tamponamento (Annovazzi e Boletto).



Figura 13: Rilevazione termografica degli elementi strutturali in c.a. (da Annovazzi e Boletto)



Figura 14: Pilastro a filo muro – Perimetro esterno (da Annovazzi e Boletto)

Istituto di matematica

L'ultimo edificio menzionato risulta ancora oggi in uso sotto la sovrintendenza dell'Università degli Studi di Genova ed è attualmente la sede del polo universitario di medicina e chirurgia. Esso è costituito da due piani fuori terra a struttura mista successivamente elevati con un corpo di cemento armato per ricavarne un terzo ed un quarto piano (fig.15). Per tale edificio la quantità di informazioni cartacee e storiche è limitata alla sola conoscenza delle piante architettoniche ed alcuni prospetti depositati presso gli archivi dell'ateneo. A partire dai limiti imposti da una incompleta documentazione è stato necessario avviare una campagna di rilevamenti visivi e termografici per poter stabilire la natura e la posizione degli elementi strutturali.



Figura 15: Vista aerea da Nord e da Est dell'edificio (da Google Earth)

In un primo rilievo visivo si era ipotizzato che la struttura originaria fosse completamente di natura cementizia mentre in un secondo e terzo rilievo in cui è stato impiegato un termoscanner è stata appurata la presenza di pilastri in calcestruzzo “a filo muro” con la muratura; ciò fa presagire ad un duplice sistema strutturale: uno in muratura ed uno in conglomerato cementizio.

Per quanto riguarda il corpo originario, di massima, è costituito da un perimetro in muratura di circa 60-70 cm al cui interno sono posizionati una serie di pilastri in cemento armato; tali elementi sono stati individuati anche in alcuni perimetri interni. Alla naturale difficoltà di rilevare gli elementi cementizi in varie zone del fabbricato (non correttamente e sufficientemente irraggiate dal sole) e alla difficoltà di rilevare tali elementi dall'esterno (a causa degli elementi architettonici non di esiguo spessore) si ottiene una disposizione dei pilastri nelle murature interne ed esterne in un primo momento priva di logica. È stato possibile stabilire la posizione dei pilastri solo sulla facciata “lato strada” ed in alcune murature interne; inoltre, la porzione retrostante e quelle laterali sono caratterizzate da una disposizione non coincidente con gli altri elementi in pianta. A seguito delle prove termografiche sono stati rilevati ed ipotizzati dei telai a sé stanti collegati tra di loro tramite un cordolo sommitale in cemento armato di circa 70 - 80 cm di altezza. Tale cordolo è necessario per permettere una connessione tra i solai pieni ed il reticolo di travi con i pochi elementi cementizi verticali; questo per garantire una redistribuzione delle sollecitazioni (architravi grandi, carichi non centrati su pilastri etc.). È stata inoltre rilevata la presenza di cordoli di dimensioni ridotte sulle pareti impiegati per regolarizzare la muratura.

È in seguito riportata la pianta del primo terra riportante gli elementi verticali ed orizzontali effettivamente visibili o rilevati dalle prove termografiche; gli elementi strutturali evidenziati sono stati determinati da una sovrapposizione del piano terra e del primo piano (fig.16). Ciò che se ne deduce è che vi sia un sistema resistente in calcestruzzo progettato solo ai carichi verticali, il cui inserimento è legato prettamente ad una finalità architettonica e funzionale.

La porzione di muratura esterna lungo tutto il perimetro non presenta lesioni o distacchi evidenti di intonaco; al piano seminterrato è possibile trovare l'unico punto in cui è visibile la tessitura dei paramenti murari: si tratta fondamentalmente di pietrame a spacco di buona tessitura. Si ipotizza pertanto che per tutto l'edificio, la qualità delle murature, sia la stessa rilevata nei locali semi-interrati e qui riportata (fig.17).

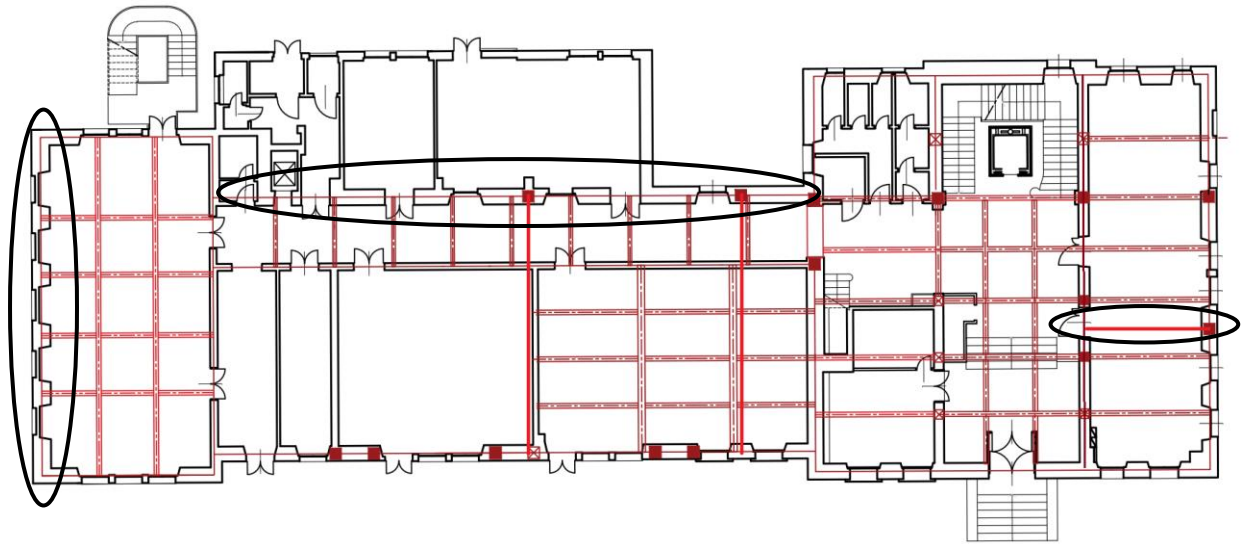


Figura 16: Pianta del piano terra – Istituto di “matematica” (da archivio Ateneo universitario)



Figura 17: Muratura visibile sul lato sud-ovest – Rilievo 24/01/22

Capitolo 3 – Analisi di interazione muratura-cemento armato

Per procedere alla fase di modellazione geometrica e meccanica di un edificio a struttura mista come quelli precedentemente riportati, non sempre di facile caratterizzazione nell'ossatura portante e nei materiali, sarebbe opportuno studiare in maniera semplificata l'interazione tra la muratura ed il cemento armato. Lo studio è stato eseguito attraverso la costruzione e l'analisi di un portale a struttura mista a singola campata costituito da due pilastri di sezione quadrata 40x40 cm in c.a. e da una trave della medesima sezione; lo completa un tamponamento in "pietre a spacco". Il portale inoltre presenta dei dettagli di armatura, per quanto possibile, simili a quelle impiegate nel brevetto Hennebique, considerando la carenza di documentazione e disegni. In particolare, la trave è caratterizzata da due file di barre dritte e piegate, a circa 1/3 della campata, e da staffe disposte su singole file, invece delle piattine, infittite verso gli incastri. I pilastri, inoltre, presentano delle staffe chiuse, invece di semplici legature, infittite verso l'alto, nelle zone di maggior concentrazione del momento sollecitante (fig.18). L'ingombro complessivo risulta di 4,8 m in pianta, 4 m in altezza e 0,4 m in spessore.

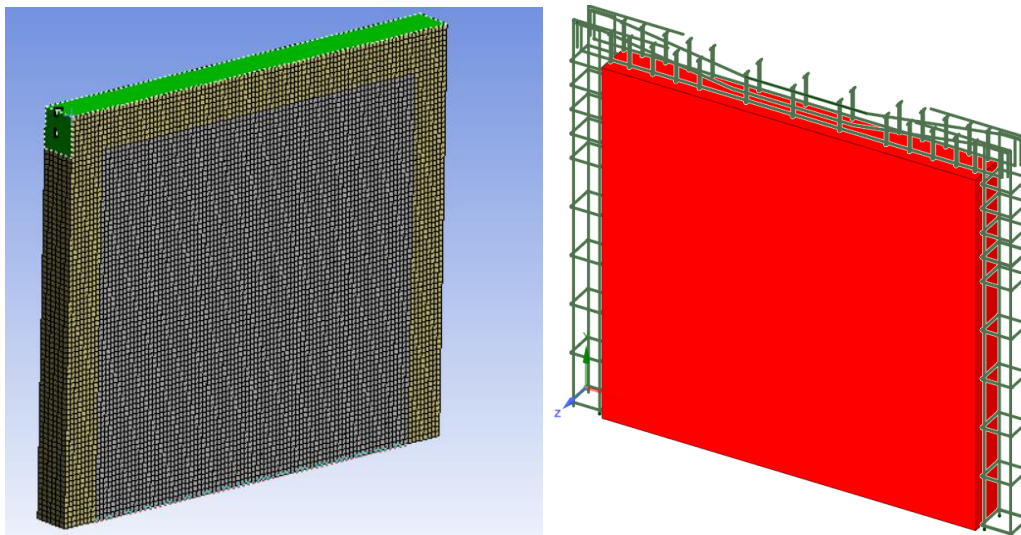


Figura 18: Mesh del portale e dettagli di armatura – Ansys Workbench

Tra le diverse metodologie di analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari, le analisi statiche non lineari (Push-Over) si rivelano particolarmente importanti per trarre informazioni sulla duttilità di una struttura e quindi sul fattore di struttura appropriato. Per poter effettuare le analisi di Push-Over è necessario definire un modello non lineare della struttura. Per tener conto della non linearità dei materiali si può far riferimento a due possibili modellazioni: a “plasticità concentrata” o a “plasticità diffusa” (fig.19). Nella prima modellazione la non linearità viene concentrata in un numero finito di punti del modello della struttura, nella seconda gli elementi strutturali vengono suddivisi in fibre a ciascuna delle quali è associato il legame costitutivo del materiale costituente la generica fibra. Sempre nella tipologia di plasticità diffusa compare la modellazione agli elementi finiti 3D. Naturalmente, da un punto di vista computazionale, i modelli a plasticità concentrata si rivelano meno onerosi, in quanto gli elementi costituenti il modello sono sostanzialmente elastici e le non linearità si attivano soltanto dopo che nei punti di controllo si è raggiunto un certo livello di deformazione. I modelli a fibre, che richiedono una definizione accurata dei legami costitutivi dei materiali, sono più raffinati, ma computazionalmente molto più onerosi, soprattutto se si vuole cercare di tenere in conto i fenomeni di scorrimento tra i materiali. (Bilotta e Sannino).

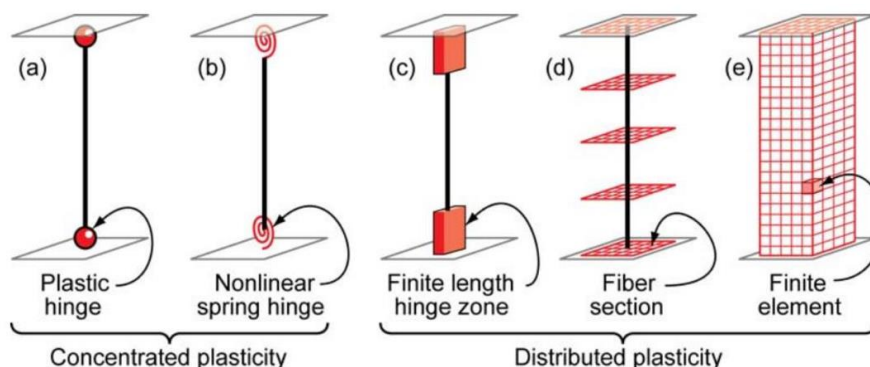


Figura 19: Concetto di plasticità concentrata e diffusa (da Mouzzoun e Cherrabi)

3.1 – Validazione modello F.E.M. con software “Ansys”

Il portale riportato è stato studiato attraverso delle analisi statiche non-lineari impiegando in prima battuta degli elementi finiti. Per verificare la corretta modellazione degli elementi strutturali, dei loro legami costitutivi e del criterio di rottura, è stato necessario validare il modello FEM attraverso la comparazione di curve forza-spostamento sperimentali con quelle numeriche ottenute tramite software di modellazione agli elementi finiti. La validazione del modello con gli elementi di mesh, i criteri di rottura e l’interazione tra i due materiali è stata

eseguita analizzando due diverse travi in cemento armato in semplice appoggio; una caratterizzata da sole barre longitudinali ed una completata anche da staffe.

Il comportamento meccanico delle strutture in cemento armato e muratura è generalmente complesso ed in queste analisi si è provveduto ad una modellazione della struttura inserendo barre di armatura, elementi in calcestruzzo e tamponamento in muratura; questi studiati nel loro campo plastico attraverso la caratterizzazione dei legami costitutivi.

I confronti tra le curve carico-spostamento sono state eseguite sulla base di due modelli di rottura previsti in ambito scientifico ed implementabili su “Ansys Workbench”; si tratta dei criteri di rottura “Drucker-Prager” e “Menetrey-Willam”. I dati base richiesti dai due criteri sono la resistenza a compressione (mono e biassiale) e la resistenza a trazione monoassiale; oltre ad una serie di coefficienti la cui calibrazione risulta complessa. Queste tre resistenze sono legate tra loro attraverso delle relazioni matematiche (Ansys material reference 2020) relative alla modellazione della plasticità dei materiali; esse sono ben rappresentative del comportamento del calcestruzzo e meno della muratura. Le relazioni si ipotizzano comunque valide per la muratura data l’assenza di altre formulazioni in letteratura.

$$f_{bc} = 1,15f_{uc}$$
$$f_{ut} = 1,4 \left(\frac{f_{uc}}{10} \right)^{2/3}$$

dove:

- f_{bc} : resistenza a compressione biassiale.
- f_{ut} : resistenza a trazione monoassiale;
- f_{uc} : resistenza a compressione monoassiale

Modello di Drucker-Prager

Il comportamento anelastico dei materiali è stato definito attraverso una superficie di rottura di tipo Drucker-Prager (fig.20). Il criterio, nelle ipotesi di piccole deformazioni, può essere utilizzato per simulare il comportamento di materiali lapidei, come il calcestruzzo e la muratura. Si ricorda che il conglomerato cementizio è un materiale artificiale simile alla roccia costituito da due componenti: quello lapideo (aggregato o inerte) e quello collante, che avvolge e lega i singoli elementi lapidei. Il componente lapideo è costituito da sabbia e ghiaia mentre quello collante da legante ed acqua. Tale criterio è concettualmente analogo a quello

di Coulomb, ma basato su grandezze medie degli sforzi con un approccio analogo a quello considerato per il criterio di von Mises. Il criterio viene utilizzato quando è richiesta la regolarità della superficie limite, perché presenta vantaggi in termini sia analitici sia computazionali (da Nunziante).

Il legame σ - ϵ (fig.21) definito è un legame elastico-perfettamente plastico in cui viene modellato il comportamento plastico, oltre il valore di snervamento del calcestruzzo o della muratura, in maniera semplificata. Si trascura l'effetto di "softening" che caratterizza i materiali dove una volta raggiunta la tensione di picco, questi non sono in grado di assorbire deformazioni maggiori se non attraverso una riduzione dello stato tensionale.

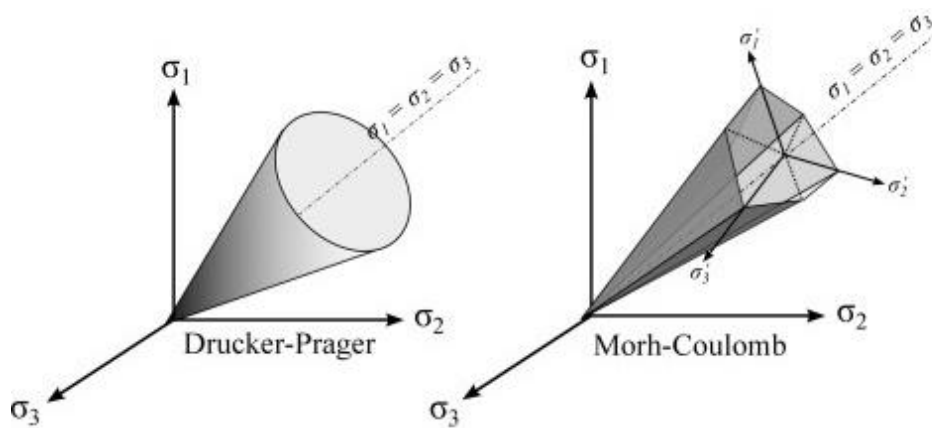


Figura 20: Dominio di rottura di D-P e di M-C per stati di compressione triassiali (da Garner e Strong)

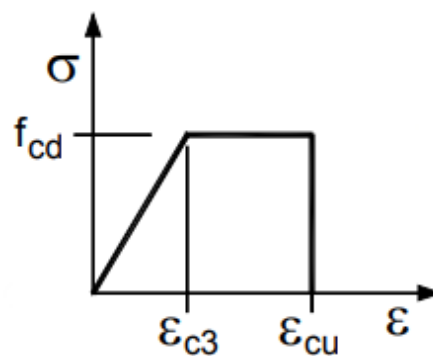


Figura 21: Legame (σ - ϵ) elastico-perfettamente plastico adottato (da NTC2018)

Modello di Menetrey-Willam

Il modello costitutivo Menetrey-Willam può essere impiegato, nelle ipotesi di piccole deformazioni, per modellare materiali dal comportamento quasi-fragile. Esso si basa sul criterio di rottura Willam-Warnke a sua volta costituito da un dominio di rottura simile a

quello di Mohr-Coulomb ma privo di bordi accentuati (fig.22). I valori di resistenza per il criterio sono ricavati tramite il prodotto delle resistenze di base con due funzioni hardening/softening Ω_c ed Ω_t di tipo esponenziale (fig.23). I rami di tipo “softening” caratterizzano i materiali dove una volta raggiunta la tensione di picco, questi non sono in grado di assorbire deformazioni maggiori se non attraverso una riduzione dello stato tensionale (Ansys material reference 2020).

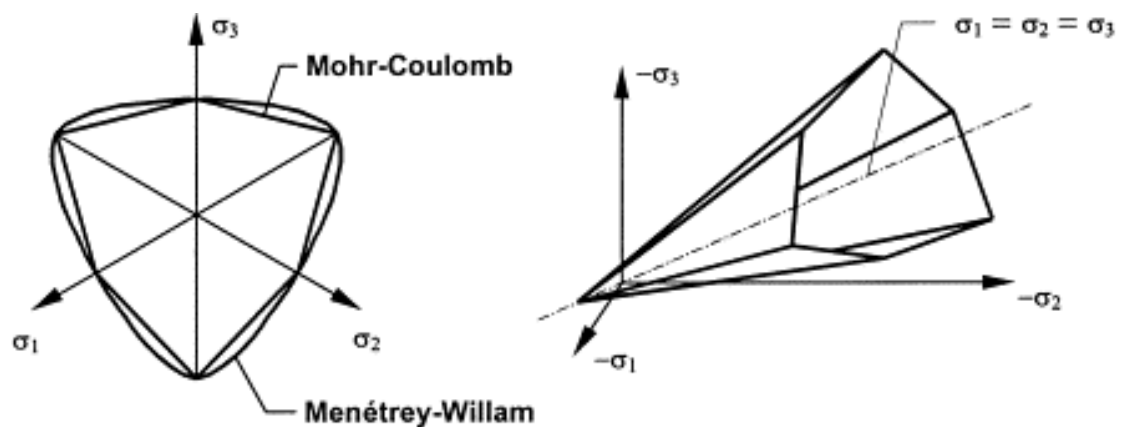


Figura 22: Dominio di rottura di M-W e di M-C per stati di compressione triassiali (da Oettl e Stark)

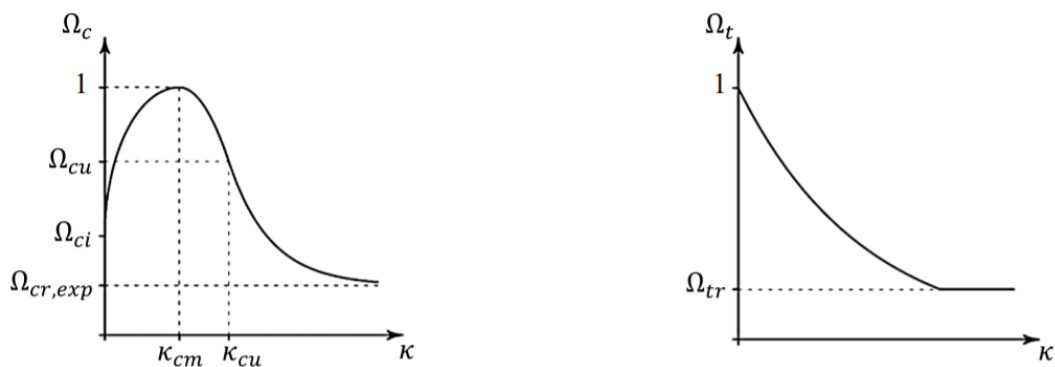


Figura 23: Softening esponenziale in compressione/trazione (da “Ansys material reference 2020”)

Di seguito sono riportati i valori di resistenza a compressione definiti tramite la funzione Ω_c ; una relazione analoga è presente per la resistenza a trazione monoassiale.

$$f_{uc} = f_{uc} * \Omega_c$$

$$f_{bc} = f_{bc} * \Omega_c$$

I parametri input inseriti in ogni modello, qui presentato e analizzato, data la difficoltà nel calibrarli, non discosteranno rispetto ai valori riportati nella tabella 1 estrapolata dal manuale “Ansys material reference 2020”.

Menetrey-Willam		
ψ	Dilatancy angle	5°
k_{cm}	Plastic strain at uniaxial compressive strength	0.0025 – [$f_{uc}/(20e9 \text{ Pa})$]
k_{cu}	Plastic strain at transition from power law to exponential softening	0.0025
Ω_{ci}	Relative stress at start of nonlinear hardening	0.33
Ω_{cu}	Residual relative stress at k_{cu}	0.85
Ω_{cr}	Residual compressive relative stress	0.2
G_{ft}	Mode I area-specific fracture energy [N/mm]	0.1
Ω_{tr}	Residual tensile relative stress	0.05

Tabella 1: Parametri “Menetrey-Willam” (da “Ansys material reference 2020”)

Legame costitutivo dell'acciaio delle armature

Il comportamento idealizzato dell'acciaio, non usando vere curve sforzo-deformazione, viene rappresentato nell'attuale NTC2018 attraverso 3 *modelli elastici*. Quello che meglio approssima il comportamento reale è il *modello tri-lineare* che prevede una curva simmetrica in trazione ed in compressione; è caratterizzato da un ramo elastico lineare fino alla tensione di snervamento poi un ramo perfettamente plastico che corrisponde al tratto di snervamento vero e proprio in cui la tensione oscilla attorno ad un valore costante (tensione di snervamento); questo tratto di snervamento viene poi ripreso con un tratto plastico incrudente con una pendenza costante fino al collasso. Per tale legame sono necessari 4 parametri: tensione e deformazione di snervamento f_y ed ϵ_y (o in alternativa il modulo E), deformazione ϵ_h che rappresenta il punto finale del tratto di snervamento ed infine ciò che caratterizza il ramo plastico incrudente con la tensione ultima. Se non abbiamo bisogno di un dettaglio elevato possiamo passare ad un modello *elasto-plastico bi-lineare*, in cui rappresentiamo il ramo elastico lineare e quello plastico con una unica pendenza; e quindi con solo 3 parametri (fig.24).

Il modello costitutivo elastoplastico bi-lineare è caratterizzabile tramite 3 parametri: la tensione di snervamento f_y , il modulo elastico E ed il modulo tangente E_t . Quest'ultimo può essere ricavato sperimentalmente o teoricamente a partire dal modulo di Young attraverso

la relazione di Ramberg–Osgood, qui non riportata. In via semplificativa il modulo tangente sarà assunto pari a 1.000 MPa per ogni acciaio impiegato.

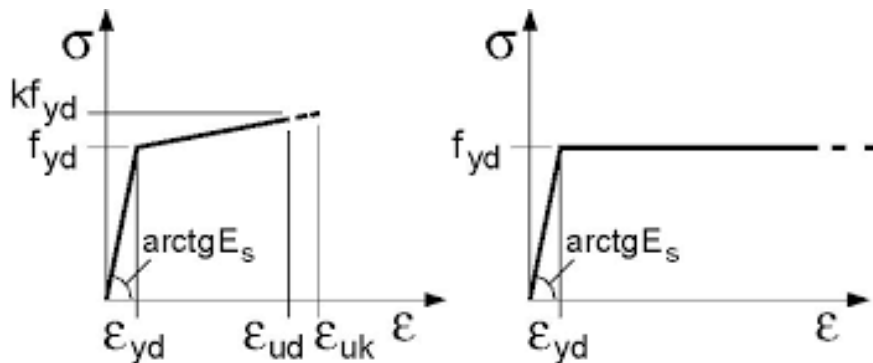


Figura 24: Modello elastoplastico bi-lineare e modello elastico-perfettamente plastico (da NTC 2018)

Elementi di mesh

È necessario successivamente inserire la geometria del modello ed associare agli elementi un materiale ed una tipologia di mesh. La dimensione massima dell'elemento mesh, nelle analisi qui eseguite, non supera i 50 mm; questo è stato imposto considerando che per ottenere una soluzione corretta, un paramento murario viene solitamente discretizzato con almeno 3-4 elementi in direzione dello spessore ed inoltre è necessario affittire la mesh nei copriferri tra il calcestruzzo e le barre di armatura.

L'elemento di discretizzazione dei volumi di muratura e cemento armato è l'elemento SOLID185 (fig.25). Questo elemento è utilizzato per la modellazione 3D di strutture solide. È definito da 8 nodi, ciascuno dei quali presenta 3 gradi di libertà: traslazione in direzione x, y e z. Tale elemento consente degenerazioni prismatiche, tetraedriche e piramidali in modo da poter discretizzare in modo efficace le regioni irregolari (Ansys element reference 2020).

Le armature sono state modellate come elementi monodimensionali (assi longitudinali delle barre), e ad esse sono state fornite le caratteristiche geometriche e meccaniche dei ferri longitudinali ed alle staffe impostando dei diametri predefiniti ($\varnothing 14$ e $\varnothing 8$); questo poiché tutto il modello è stato disegnato sull'applicazione "SpaceClaim" di Ansys. In tal modo, importando il modello sulla piattaforma Workbench è stato possibile inserire l'impostazione di "reinforcement".

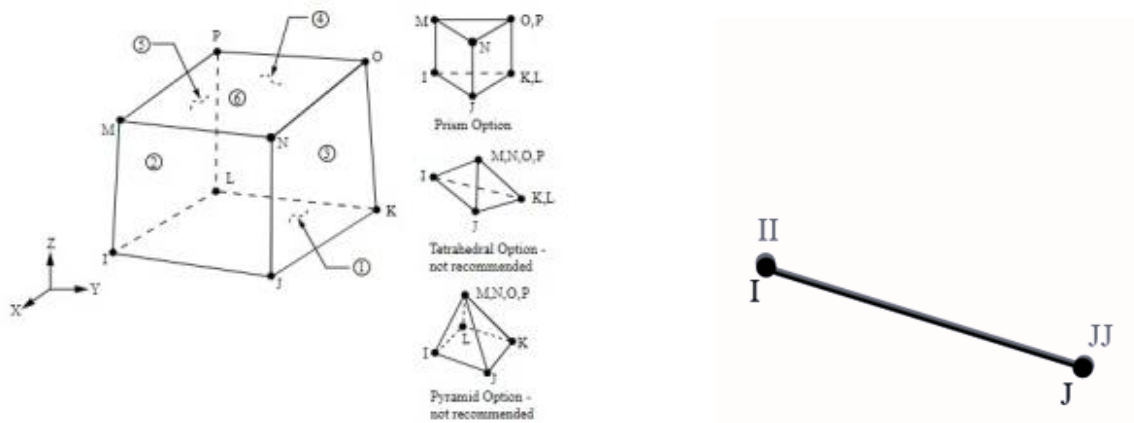


Figura 25: Elementi mesh SOLID185 e REINF264 (da “Ansys element reference 2020”)

Il software, di default, associa all’impostazione reinforcement, l’elemento REINF264 (fig.25) che risulta impiegabile per la simulazione di elementi di rinforzo, quali barre di armatura, con un orientamento arbitrario nello spazio. Ogni fibra è modellata separatamente come elemento *spar* che presenta solo un’unica rigidezza in direzione dell’asse longitudinale. L’elemento REINF264 permette la modellazione di armature che possano lavorare solo in trazione o in compressione; inoltre è un elemento che non può essere caricato in maniera diretta se non applicando un carico alla base dell’elemento. La modellazione semplificata delle barre di armatura e delle staffe attraverso la funzione “reinforcement” non permette la simulazione di un eventuale scorrimento reciproco all’interfaccia cemento-acciaio. Qualora si volesse modellare nel dettaglio anche questa peculiarità, inserendo eventualmente un contatto tra quelli previsti dal software (frictional, frictionless, bonded etc.) sarebbe necessario modellare ferri e staffe in maniera tridimensionale rendendo complesse e onerose le analisi da eseguire (Ansys element reference 2020).

Benchmark di una trave con barre longitudinali con software “Ansys”

Il primo caso riportato è stato sperimentato con prove al vero da Bresler & Scordelis ed analizzato per via numerica da Cervera & Hinton ed in seguito da Oliveira, Corrêa & Ramalho con un legame elasto-plastico. Viene riportata la geometria della trave (fig.26) puntualizzando che quote, aree delle barre ed i parametri meccanici sono espressi in inches e kips (il “kip” equivalente all’applicazione di forza pari a 1.000 libbre); le barre di armatura inserite nel modello meccanico prevedono un diametro pari a 28,7 mm. In figura 27 e 28, il modello geometrico e meccanico, modellato e studiato su software Ansys.

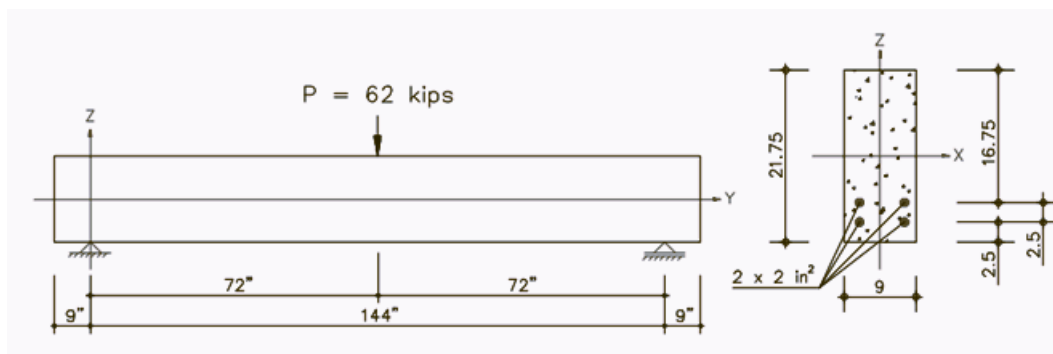


Figura 26: Trave in cemento armato di Bresler & Scordelis (da Oliveira e Correa)

Ogni altro parametro relativo ai due modelli di rottura impiegati rimangono immutati dai valori riportati nel paragrafo precedente. Come si può osservare nel grafico 1 che riporta la forza e lo spostamento, applicati e valutati rispettivamente nella mezzera della trave, il modello Menetrey-Willam rispetto al Drucker-Prager (EPP) è quello che più correttamente caratterizza materiali e modello geometrico-meccanico della trave sperimentata.

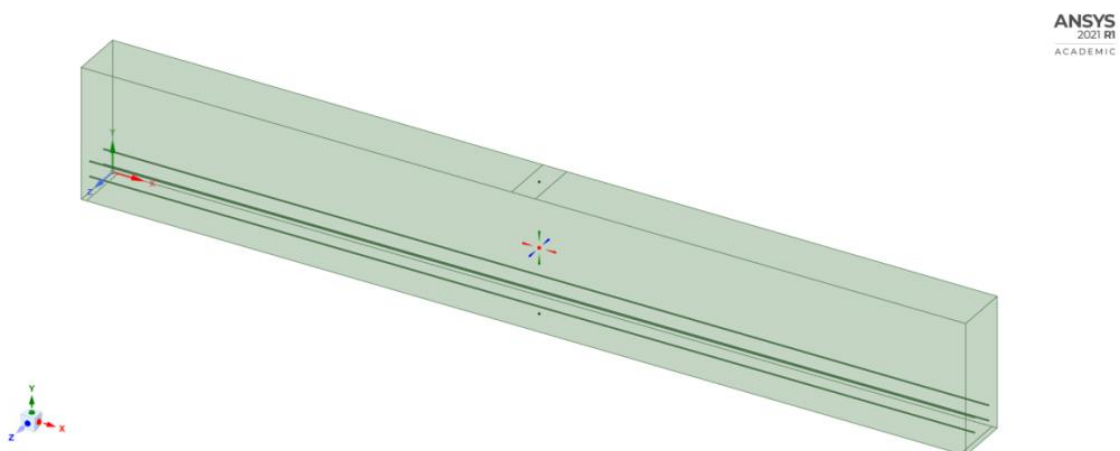


Figura 27: Modello 3D della trave in c.a. – Ansys SpaceClaim

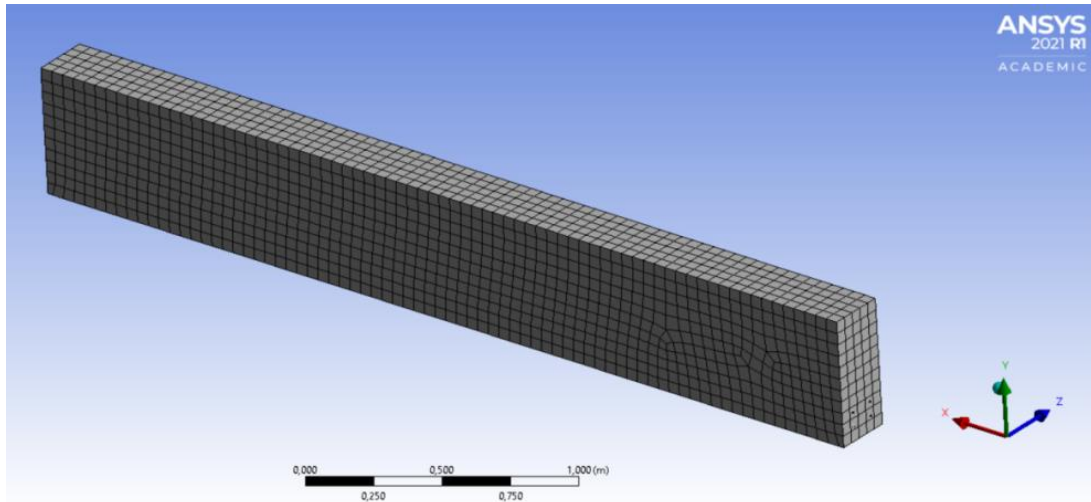


Figura 28: Trave in cemento armato “meshata” – Ansys Workbench

I parametri elastici di calcestruzzo, acciaio e delle armature sono riportati in tabella 2:

	Calcestruzzo	Acciaio
ρ	2.500 kg/m ³	7850 kg/m ³
ν	0,2	0,3
E	22,7 GPa	196 GPa
f_{uc}, f_{ut}, f_{bc}	21.8, 2.27, 25 MPa	//
f_y	//	413 MPa
Modulo tangente	//	1000 MPa

Tabella 2: Parametri calcestruzzo-acciaio (da Oliveira e Correa)

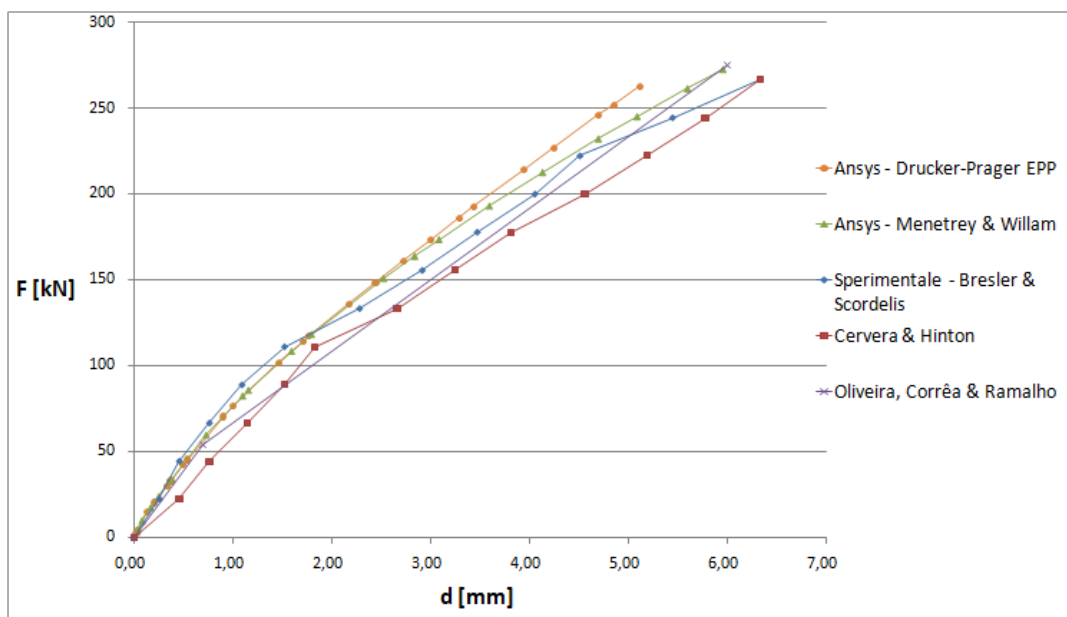


Grafico 1: Confronto tra le curve forza-spostamento

Per validare ulteriormente il modello meccanico è stata eseguita una analisi di sensitività alla mesh (grafico 2) per verificare la bontà della soluzione; al variare della dimensione massima dell'elemento mesh (SOLID185 e REINF264) la curva ricavata tramite il modello “Drucker-Prager (EPP)”, tende a convergere verso un unico valore; è lecito così ipotizzare che il modello meccanico sia applicabile a modelli ed analisi più complesse.

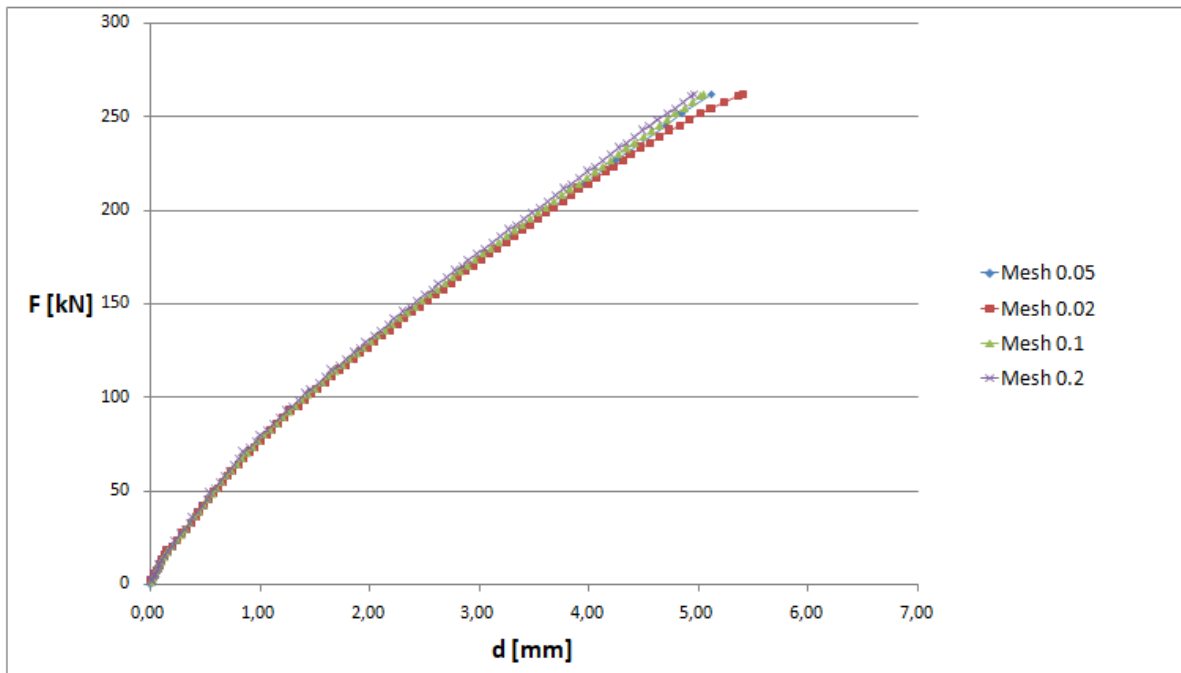


Grafico 2: Convergenza della soluzione con modello “Drucker-Prager EPP” al variare della mesh

Benchmark di una trave con barre e staffe con software “Ansys”

Il secondo caso studio riportato è quello di una trave in cemento armato completa di staffe e barre longitudinali sperimentata in laboratorio da Hughes & Speirs (fig.29). La trave presenta una distanza tra gli appoggi pari a 2700 mm ed una sezione rettangolare di 200 mm x 100 mm; essa è costituita da due barre longitudinali all'intradosso \varnothing 12 mm e due barre \varnothing 6 mm all'estradosso (in figura 30 e 31 il modello geometrico e meccanico). La completano delle staffe a taglio di 6 mm con un passo di circa 180 mm ed un copriferro di 25 mm. La trave, che nelle sperimentazioni al vero ha mostrato un comportamento duttile, è stata poi studiata numericamente da Cotsovos, Christos & Abbas con l'ausilio di due software (Abaqus e LS-Dyna).



Figura 29: Trave in cemento armato di Hughes & Speirs (da Cotsovos e Christos)

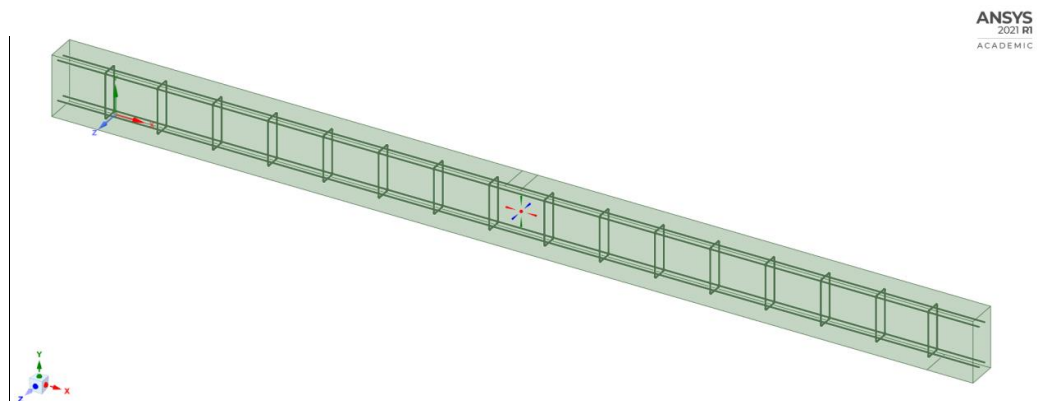


Figura 30: Modello 3D della trave in c.a. - Ansys SpaceClaim

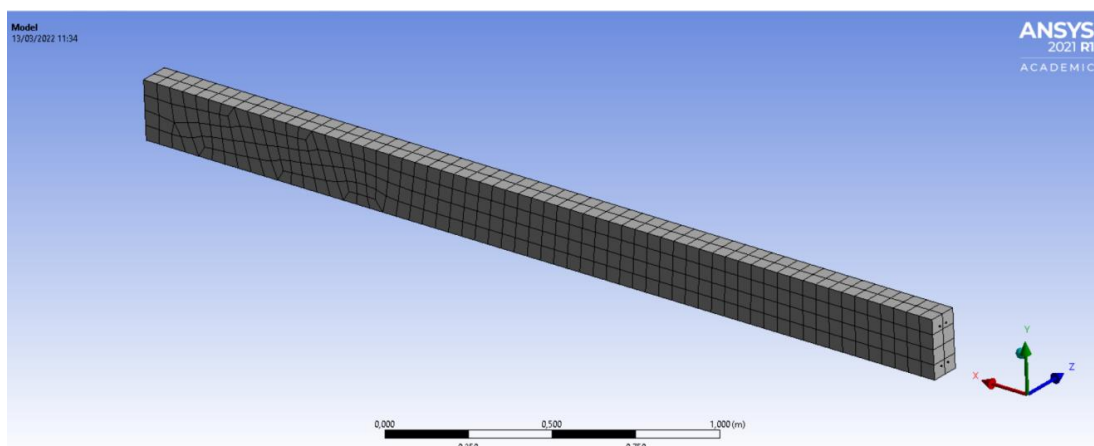


Figura 31: Trave in cemento armato “meshata”– Ansys Workbench

I parametri elastici di calcestruzzo ed acciaio e delle armature sono riportati in tabella 3:

	Calcestruzzo	Acciaio
ρ	2.500 kg/m ³	7850 kg/m ³
ν	0,2	0,3
E	30.000 MPa	206.000 MPa
f_{uc}, f_{ut}, f_{bc}	45, 3, 51 MPa	//
f_y	//	460 MPa
Modulo tangente	//	1000 MPa

Tabella 3: Parametri calcestruzzo-acciaio (da Cotsovos e Christos)

Ogni altro parametro relativo ai due modelli di rottura impiegati rimangono immutati dai valori riportati nel paragrafo precedente.

Come si può osservare dal grafico 3 che riporta la forza e lo spostamento applicati e valutati nella mezzeria della trave, il modello Menetrey-Willam rispetto al Drucker-Prager (EPP) è quello che più si avvicina nel caratterizzare materiali e modello meccanico della trave sperimentata nei primi valori della curva (fino a circa 20 kN); oltre tale valore presenta notevoli difficoltà di convergenza nonostante esegua numerose iterazioni.

Per validare ulteriormente il modello meccanico è stata eseguita una analisi di sensitività alla mesh (grafico 4) per verificare la bontà della soluzione ottenuta col modello “Drucker-Prager (EPP)”; dato che al variare della dimensione massima dell’elemento mesh (SOLID185 e REINF264) la curva tende a convergere verso un unico valore, è lecito ipotizzare che il modello meccanico applicabile a modelli ed analisi più complesse.

Il criterio di Menetrey-Willam nei due modelli benchmark qui proposti, presenta notevoli difficoltà nel raggiungimento della convergenza ed inoltre dei tempi computazionali onerosi: si parla di oltre 1 ora di analisi contro i soli 10 - 30 minuti richiesti per il criterio di rottura più semplice elasto-plastico.

Considerando il numero delle analisi che si affronteranno è stato scelto di impiegare il modello più semplice tra i due validati la cui soluzione non richiede tempistiche computazionali elevate. La dimensione massima dell’elemento mesh sarà assunto massimo pari a 0.05 m poiché fornisce una soluzione valida ed affidabile: sarà quindi, la dimensione di “default” inserita nelle analisi eseguite sui portali.

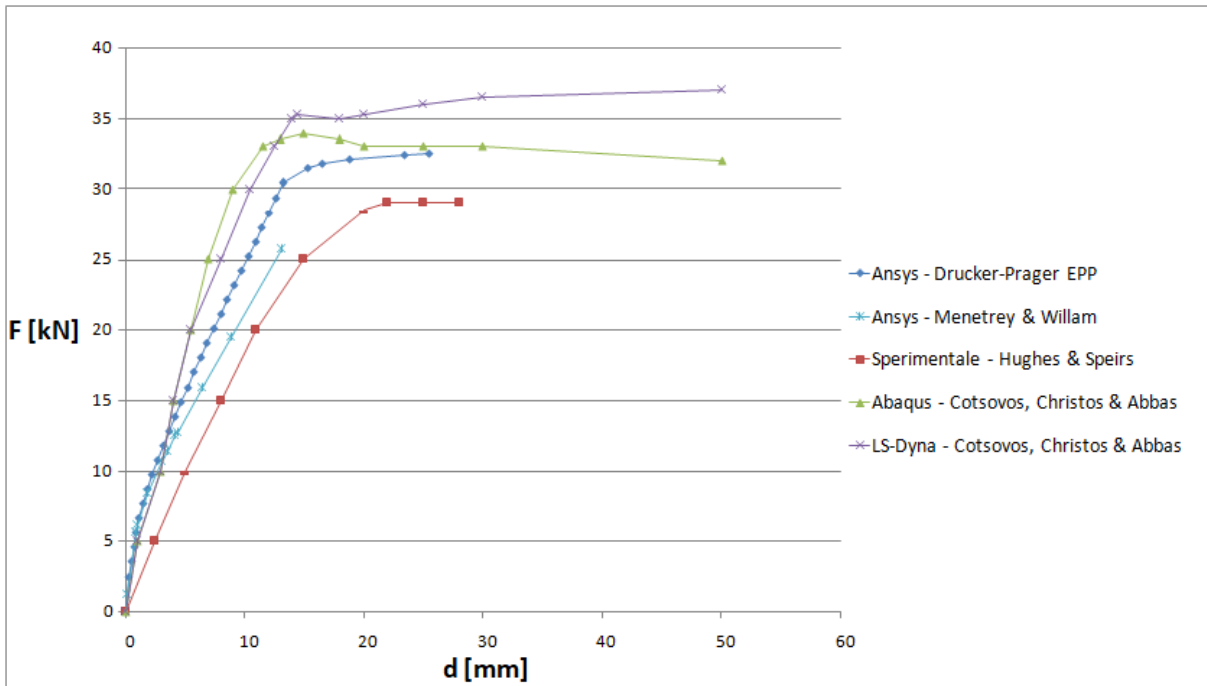


Grafico 3: Confronto tra le curve forza-spostamento

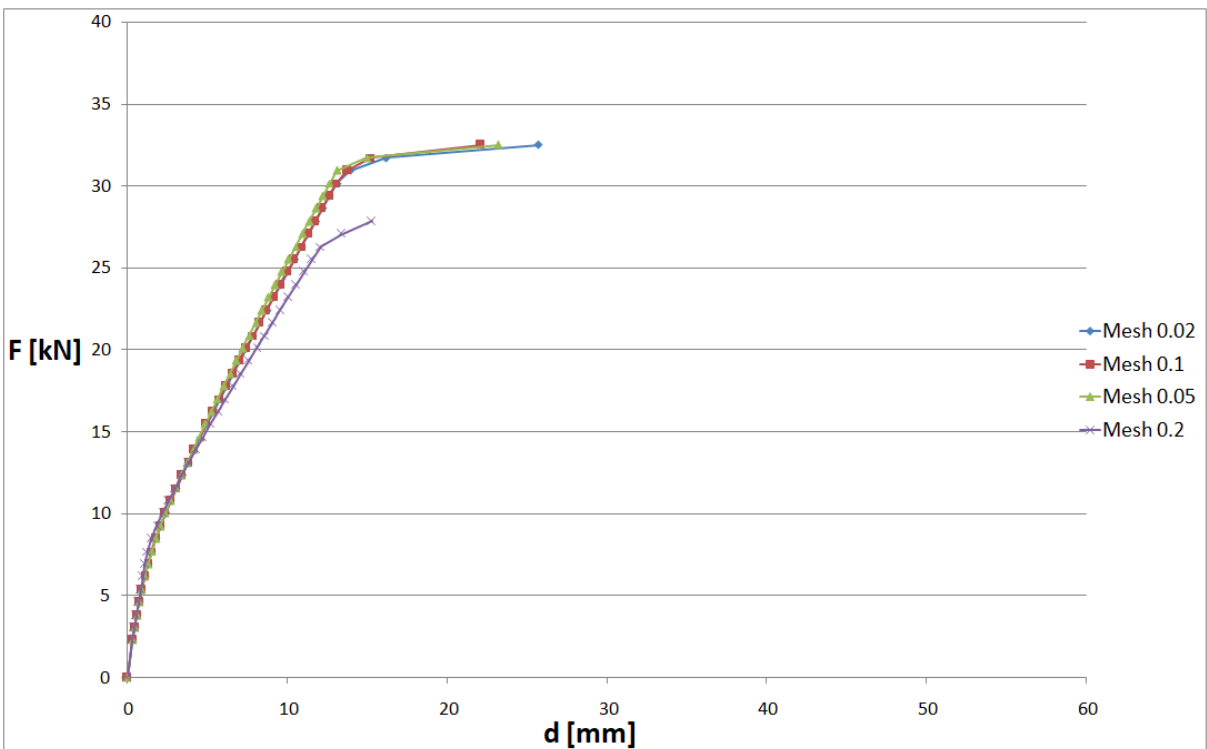


Grafico 4: Convergenza della soluzione con modello “Drucker-Prager EPP” al variare della mesh

3.2 – Analisi parametrica con software “Ansys”

A seguito della validazione del modello di rottura per il cemento armato e la muratura è stato possibile applicare i risultati ottenuti ad un modello più complesso come quello del portale misto cemento-muratura. Per tali analisi sono stati inseriti il carico gravitazionale ed una forzante in sommità. Tale forzante è stata applicata sulla sezione della trave (40 x 40 cm) proiettata sul pilastro, ed assumerà un valore incrementato nel tempo per poter ricavare delle curve di capacità forza-spostamento. Le analisi sono state inoltre eseguite imponendo un vincolo di spostamento nullo (in direzione verticale Y) per la superficie estradossale della trave in c.a. in modo da evitare il distacco tra i due materiali che teoricamente non dovrebbe avvenire per la presenza di carichi. Le analisi saranno condotte variando una serie di parametri caratterizzanti muratura, calcestruzzo ed acciaio; inoltre saranno oggetto di parametrizzazione il diametro delle barre, il coefficiente di attrito all'interfaccia muratura-calcestruzzo e le dimensioni geometriche degli elementi cementizi. Il vincolo assegnato alla base del portale rientra nella categoria degli incastri sull'applicazione Ansys; verrà assegnato il vincolo denominato “fixed” che preclude ogni spostamento o rotazione degli elementi di base (pilastri e tamponamento).

Valutazione del tipo di interfaccia

Prima di eseguire le analisi parametriche è bene soffermarsi sulle tipologie di interfacce implementabili sul software Ansys; il software consente di impostarle tra queste riportate:

- Bonded: vincola ogni grado di libertà e non sono ammessi separazione in direzione normale o scorrimento in direzione tangenziale;
- No separation: le due superfici a contatto non possono distaccarsi ma è ammesso lo svincolo in direzione tangenziale senza resistenza;
- Frictionless: sono ammessi degli spostamenti in qualsiasi direzione; in particolare lo scorrimento avviene senza attrito;
- Frictional e Rough: è possibile assegnare un coefficiente di attrito, rispettivamente, $\mu \neq 0$ e infinito.

Le varie analisi sono state condotte impostando di volta in volta una tipologia di contatto diversa per poter coglierne le principali differenze; tali risultati sono stati utili per poter valutare in maniera corretta l'interfaccia muratura-cemento armato.

Considerando il comportamento di un telaio tamponato sottoposto a sollecitazioni nel piano, questo è influenzato dalle proprietà meccaniche dei materiali (calcestruzzo e muratura), dai livelli di sollecitazione, dal rapporto di forma del vano telaio (altezza/larghezza) e dalla eventuale presenza di aperture nel riempimento. Le prove sperimentali presenti in letteratura evidenziano che il telaio soggetto ad una forza orizzontale tende a staccarsi dal tamponamento in prossimità di due angoli diagonalmente opposti e rimane in contatto in corrispondenza degli altri due angoli, come mostrato in figura 32 (Asteris e Sophianopoulos).

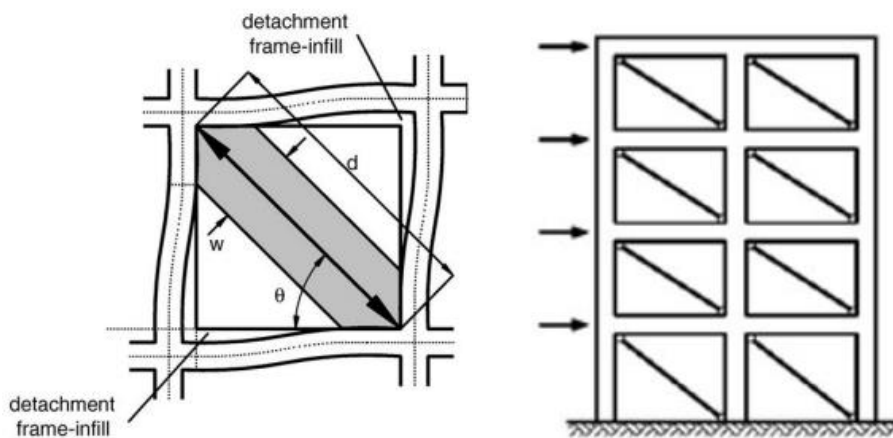


Figura 32: Distacco tra telaio e tamponamento (da Asteris e Sophianopoulos).

Premesso ciò, ci aspetteremo un distacco all'interfaccia; se tale separazione non dovesse avvenire, significherebbe che il contatto scelto non rispecchia le reali condizioni di lavoro e non caratterizza in maniera corretta il portale a struttura mista.

Le prime due tipologie “bonded” e “no separation”, vengono scartate in quanto non rappresenterebbero il corretto comportamento della struttura mista (fig.33).

Il secondo ed il terzo tipo “rough” e “frictionless”, nonostante prevedano la separazione in direzione normale della muratura e del calcestruzzo, valutano le tensioni e le deformazioni considerando un coefficiente di attrito μ rispettivamente, infinito e nullo; ciò risulta chiaramente non rappresentativo del nostro problema.

Si sceglie di impiegare il contatto di tipo “frictional” (fig.34) che permette di valutare l'attrito impostando tale valore manualmente. Il coefficiente per il contatto muratura-calcestruzzo varia generalmente tra 0,5 e 0,7. Qualsiasi interfaccia risulterebbe impiegabile ma ovviamente non rispecchierebbe le reali condizioni di lavoro; tuttavia, qualora si volesse usare un'interfaccia non lineare applicandola ad un modello di edificio interno, bisognerebbe

tener conto di una difficoltà di convergenza della soluzione e dei tempi computazionali onerosi; in tal caso sarebbe opportuno valutare un'altra condizione di lavoro che fornisca una soluzione meno efficace e rappresentativa ma rapida.

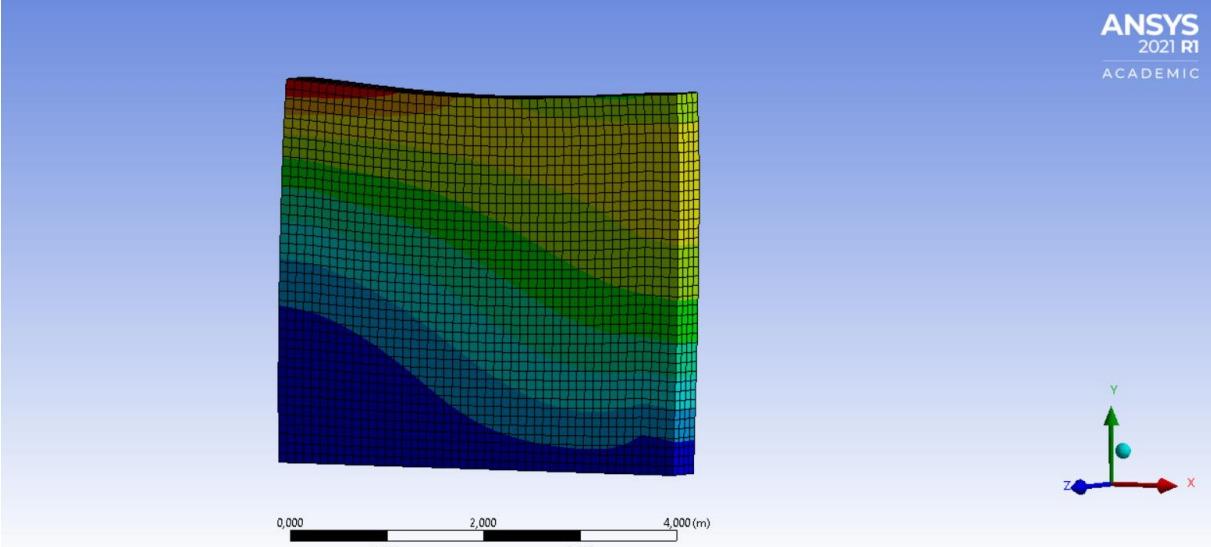


Figura 33: Deformata lungo X – Contatto “Bonded” – Ansys Workbench

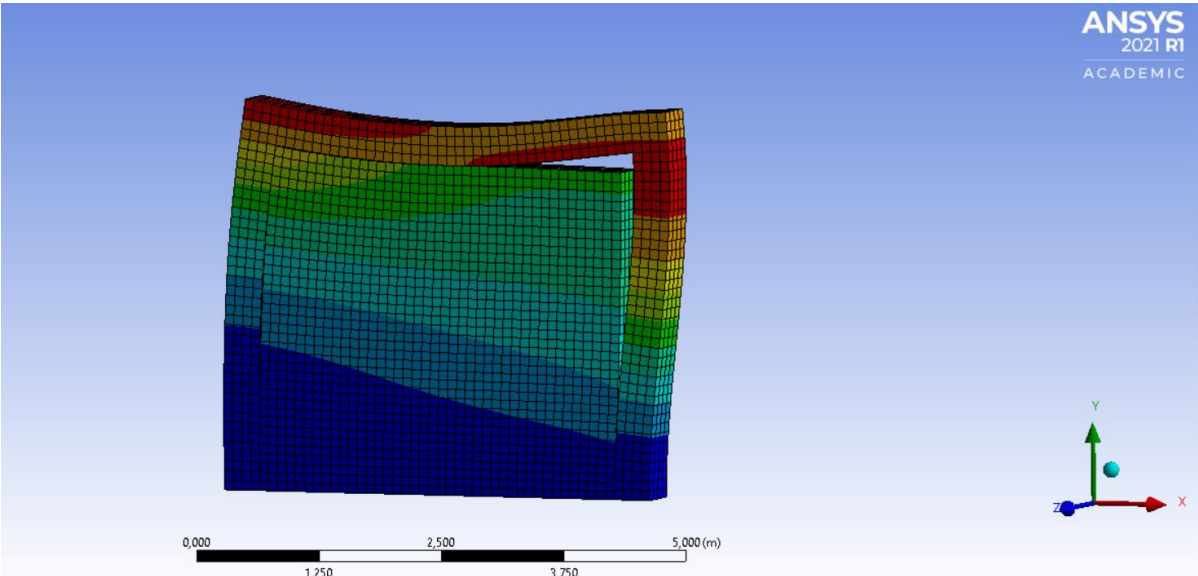


Figura 34: Deformata lungo X – Contatto “Frictional” con $\mu = 0.6$ – Ansys Workbench

Parametri input dell'analisi parametrica

Sono riportati nella tabella 4 i parametri che saranno oggetto di variazione per poter valutare eventuali differenze nei termini di forzante massima applicabile. Il confronto nei termini di spostamento non saranno tenuti in considerazione in quanto generalmente sono poco affidabili poiché legati alla sensibilità dei software e poiché il modello costitutivo dell'acciaio è caratterizzato da un tratto plastico incrudente infinito tale per cui la duttilità non risulta propriamente caratterizzabile.

I valori qui riportati di resistenza del conglomerato cementizio (“storico”) e dell'acciaio estrapolati da elaborati originali oppure a seguito della caratterizzazione delle proprietà meccaniche eseguite in-situ di edifici con brevetto “Hennebique” (Morabito e Podestà).

Per la muratura sono stati considerati i valori forniti dalla Circolare Applicativa 2019 considerando una muratura in pietra a spacco di buona tessitura come quella visibile nel piano seminterrato dell'istituto di “matematica” riportato nel capitolo precedente.

È stata inoltre valutata la presenza di un carico distribuito agente sulla trave sommitale derivante da un solaio a soletta piena destinato ad uso civile-abitazione. Il carico incidente sul portale deriva da un solaio 4 x 4,8 m (4,8 m è la dimensione in pianta del portale) considerando i seguenti carichi di progetto (Morabito e Podestà):

- $G_1 = 2,9 \text{ kN/m}^2$ (soletta piena di 12 cm considerando $\rho_{cls} = 2.500 \text{ kg/m}^3$)
- $G_{2\text{solaio}} = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- $G_{2\text{muro}} = 29,6 \text{ kN/m}$ (incidenza muratura con $\rho_{muratura} = 2.100 \text{ kg/m}^3$ e spessore 40 cm)
- $Q_k \text{ solaio} = 2 \text{ kN/m}^2$
- $L = 4 \text{ m}$ (larghezza campo di solaio)

Il carico agente al metro lineare derivante da un solo impalcato è pari a:

$$q = (G_1 + G_{2\text{solaio}} + Q_k) * L + G_{2\text{muro}} = 54 \text{ kN/m}$$

Il portale a singola campata impiegato per la valutazione della sensibilità ai parametri è caratterizzato dai valori della colonna centrale della tabella 4. I modelli di confronto manterranno immutati tutti i parametri eccetto uno solo; estrapolato dalle colonne di destra e sinistra.

Parametro	Valori		
⁽¹⁾ Coefficiente di attrito interfaccia	0,5	0,6	0,7
⁽²⁾ Armatura longitudinale	φ 12 mm	φ 14 mm	φ 16 mm
⁽³⁾ Staffe (diametro x passo)	φ 8 x variabile mm		
⁽⁴⁾ f_{yk} acciaio	190 MPa	215 MPa	240 MPa
⁽⁵⁾ f_{ck} cls	5,8 MPa	9 MPa	12 MPa
⁽⁶⁾ Muratura in pietra a spacco	1,95 MPa	2,4 MPa	2,85 MPa
⁽⁶⁾ Modulo elastico muratura	1,50 GPa	1,74 GPa	1,98 GPa
⁽⁷⁾ Muratura a conci sbozzati	$f_{bk} = 1,5$ MPa $E = 1,02$ GPa		
Modulo elastico calcestruzzo	21.400 MPa		
⁽⁵⁾ Resistenza a trazione del cls f_{ut}	0,67 MPa		
Modulo elastico acciaio	200 GPa		
⁽⁸⁾ Carico lineare (n° piani)	54 kN/m (1 piano)		

Tabella 4: Parametri impiegati nelle analisi

- (1) Coefficiente di attrito muratura-cemento da letteratura
- (2) Pilastri Hennebique 40x40 cm “Ex Hotel Colombia” con 4 ferri φ14 ; (Morabito-Podestà)
- (3) Pilastri Hennebique 40x40 cm “Ex Hotel Colombia” con *legature* ogni 250 mm circa; (Morabito-Podestà)
- (4) Valore ottenuto in riferimento agli acciai dell’epoca e rapportato alle prove di trazione sui ferri (215 MPa); “Silos Granari di Genova” (Morabito-Podestà)
- (5) Valore di resistenza $f_{cm} = 20$ MPa ($f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa da NTC 2018) ottenuto come media dalle prove di compressione su “Silos Granari di Genova”; valore $f_{ck} = 5,8$ MPa ottenuto dalle prove di compressione su “Ex Hotel Colombia”; valore $f_{ck} = 9$ MPa ottenuto come media tra gli estremi; (Morabito-Podestà)
- (6) Valore minimo, medio e massimo (2.6, 3.2, 3.8 MPa) di resistenza media, e relativi valori di rigidità, per una muratura costituita da pietre a spacco di buona tessitura valutata da Circolare Applicativa NTC 2018 ($f_{ck} = 0.75 * f_{cm}$ MPa da 11.10.3 NTC 2018)
- (7) Valori pervenuti nella relazione di calcolo presente nella pratica di archivio dell’edificio “Casa Piccone e Campanella” (Morabito-Podestà)

Risultati dell'analisi parametrica

Per poter analizzare la sensibilità della struttura ai parametri sopra riportati, è necessario determinare una prima curva di confronto. Sottoponendo il portale ad una analisi in controllo di carico è stata estrapolata una curva di capacità nei termini forza-spostamento (grafico 5).

La forzante massima che si può leggere dal plateau della curva, pari a circa 1.400 kN, corrisponde al massimo carico applicabile prima del collasso della struttura; ovvero l'ultimo carico prima della formazione del cinematismo.

Di seguito vengono riportate le quattro zone di plasticizzazione visibili sul calcestruzzo in trazione (fig.35). Come per la porzione in calcestruzzo è stato possibile estrapolare anche per le barre di armatura, le zone che entrano in campo plastico, ovvero le porzioni in cui valore di deformazione permanente è superiore allo zero e sono quelle che hanno superato il limite di proporzionalità (ultimo punto elastico) e stanno proseguendo nel ramo plastico.

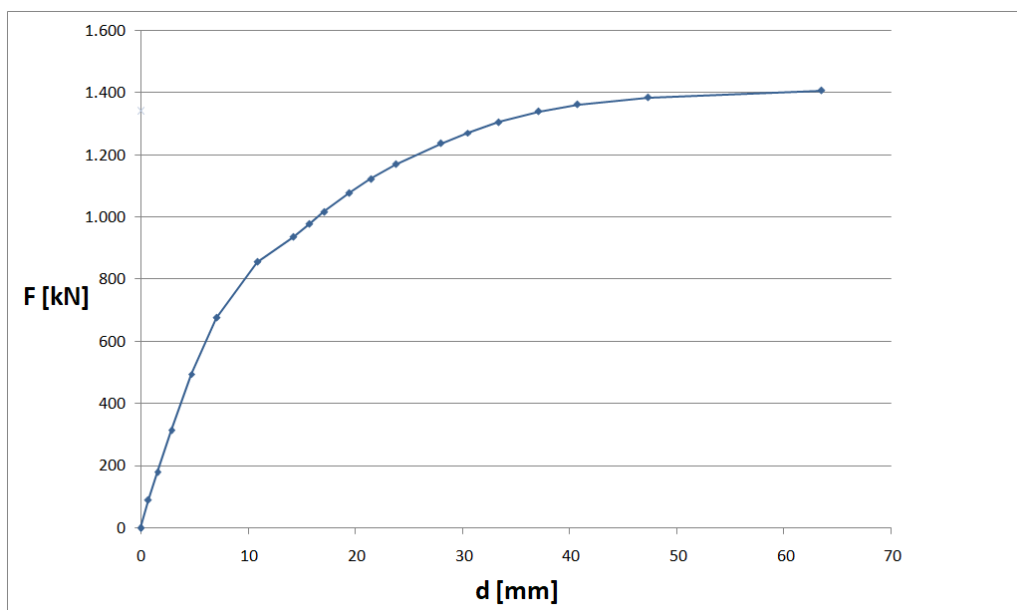


Grafico 5: Curva di capacità di confronto

Da notare come sia il nodo direttamente a contatto con la forzante ad andare in crisi per primo a circa il 35% del carico massimo (fig.36), seguito dalla base del pilastro scarico e lo spigolo sommitale non caricato (fig.37). Il quarto ed ultimo punto di crisi prima affinché si formi un cinematismo di collasso è la porzione nella mezzeria del pilastro sotto carico (fig.38).

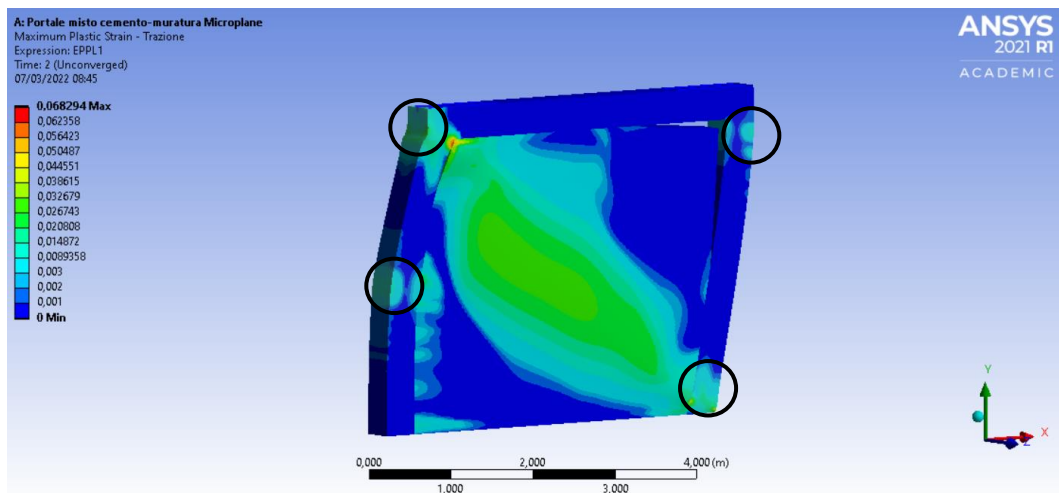


Figura 35: Zone di prima plasticizzazione in trazione

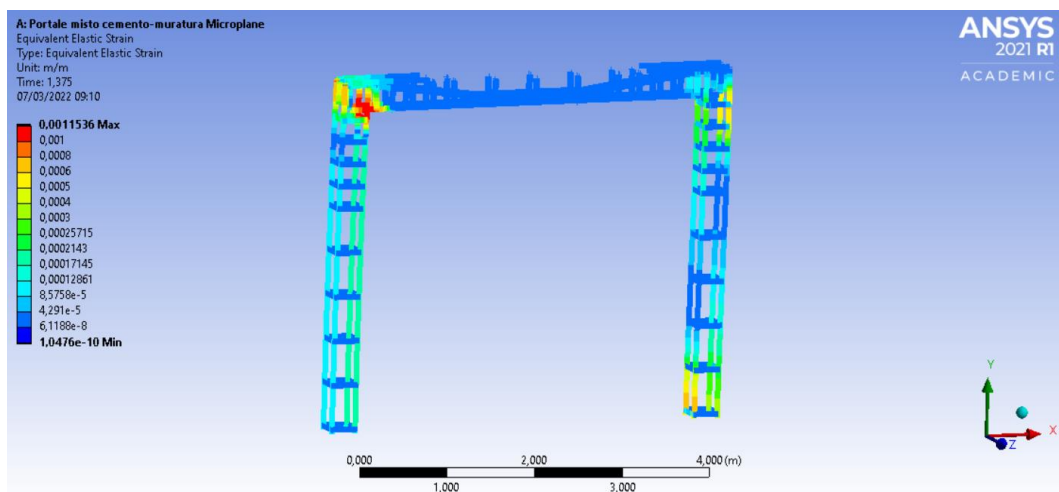


Figura 36: Prima plasticizzazione (solo armature) – 35% del carico massimo applicabile

In figura 39, invece, sono riportate le zone di plasticizzazione per compressione; da notare la presenza del valore massimo raggiunto alla base del pilastro scarico e del puntone compresso che si forma nel tamponamento in muratura.

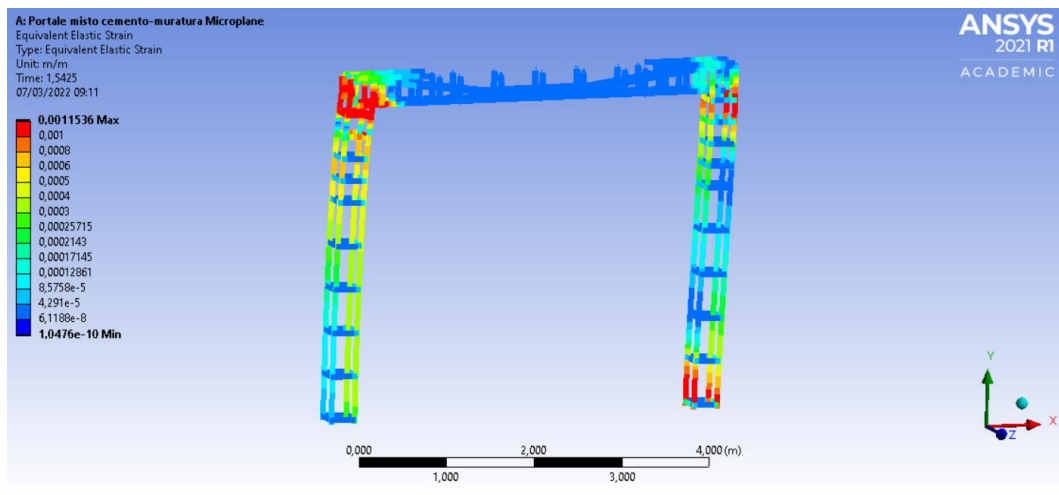


Figura 37: Seconda e terza plasticizzazione (solo armature) – 48% del carico massimo applicabile

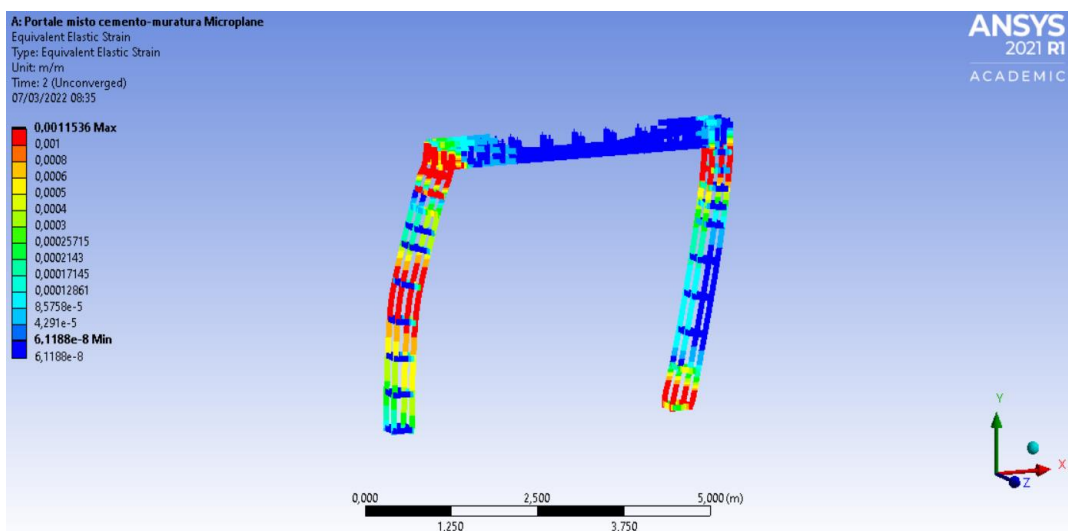


Figura 38: Quarta plasticizzazione (solo armature) – 95% del carico massimo applicabile

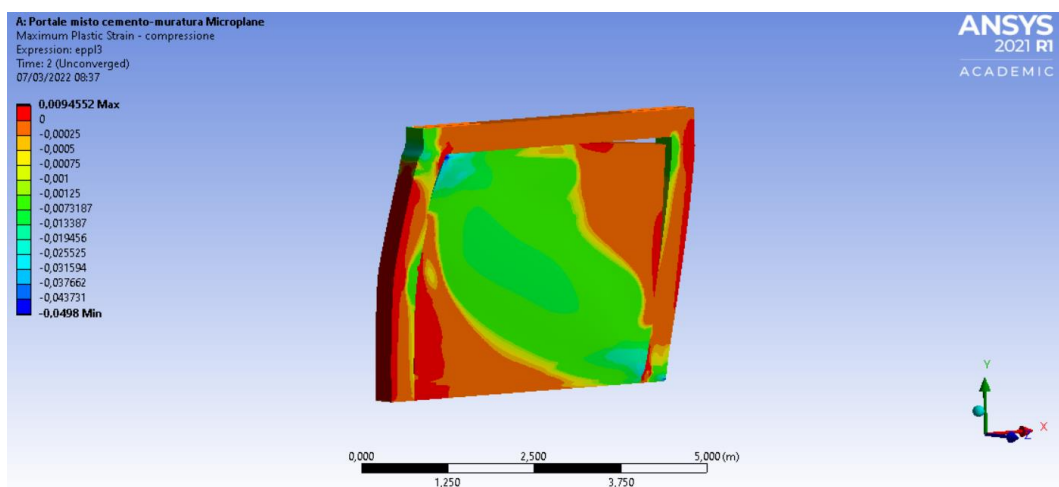


Figura 39: Plasticizzazioni in compressione

I primi parametri valutati riguardano le caratteristiche meccaniche e geometriche dell'acciaio; in particolare, è stato fatto variare per tutte le armature il parametro di resistenza f_{yk} (190, 215 e 240 MPa) ed il diametro dei soli ferri longitudinali ($\varnothing 12$, $\varnothing 14$ e $\varnothing 16$ mm). Dalle curve riportate (grafico 6 e 7) non si determina una sensibilità della struttura nei termini di forzante massima applicabile; nonostante la sezione resistente del pilastro presenti delle lievi differenze nei termini di momento resistente ultimo. La struttura risulta poco sensibile alla variazione dell'acciaio poiché il modello è in ogni caso caratterizzato da una percentuale di armatura estremamente contenuta. Non è possibile eseguire un confronto per gli spostamenti massimi raggiungibili poiché il legame costitutivo dell'acciaio presenta un tratto plastico incrudente infinito: la duttilità del sistema, quindi, non risulta caratterizzabile nel tratto finale di ogni curva qui riportata.

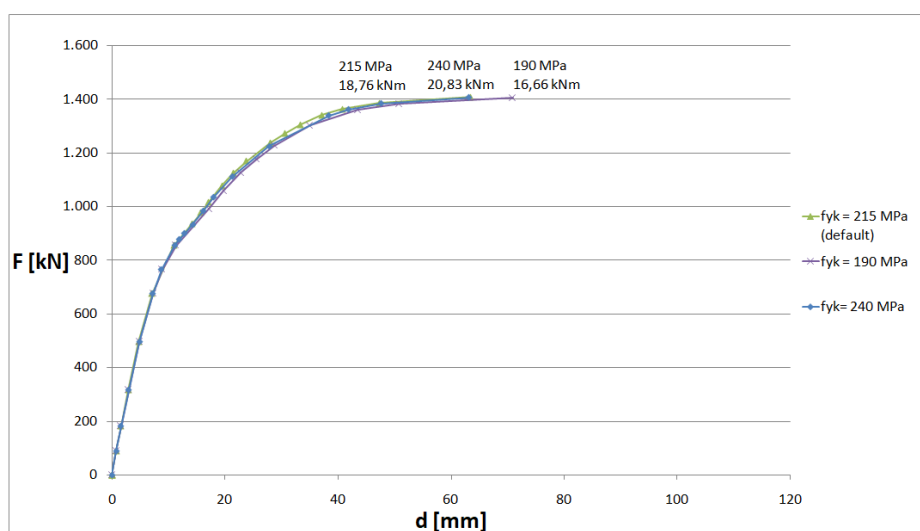


Grafico 6: Curve di confronto al variare della resistenza dell'acciaio f_{yk}

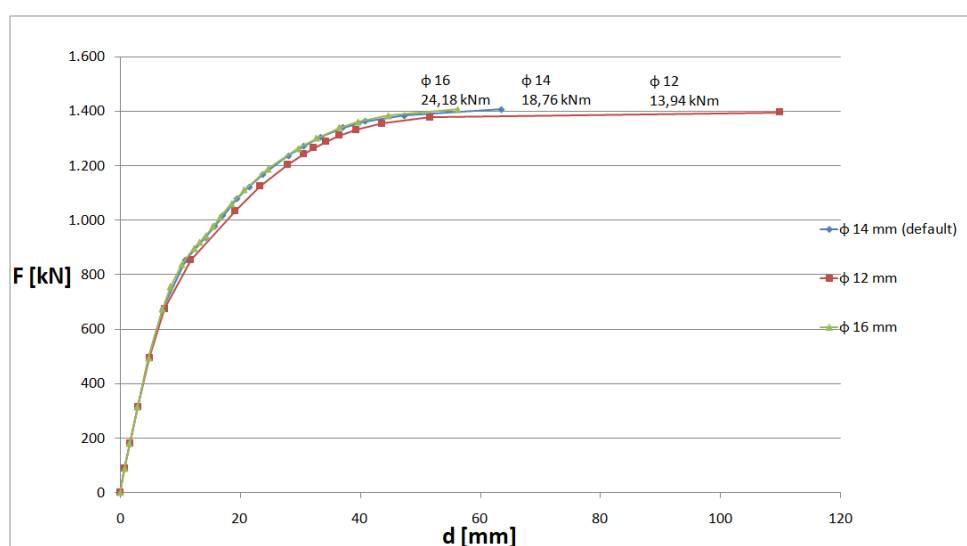


Grafico 7: Curve di confronto al variare del diametro dei ferri longitudinali

Variando l'attrito all'interfaccia muratura-cemento armato si coglie un lieve scostamento delle due curve estreme; non nel termine massimo di forzante applicabile, ma nella traslazione della curva di capacità verso l'alto o il basso nel tratto plastico; oltre i 10 mm di spostamento (grafico 8). In particolare, il coefficiente μ è stato fatto variare per il contatto di tipo "frictional" tra 0.5, 0.6 e 0.7; ciò che si nota è che la curva si sposta verso valori più elevati poiché si ritrova una maggior collaborazione tra i due materiali all'aumentare del coefficiente.

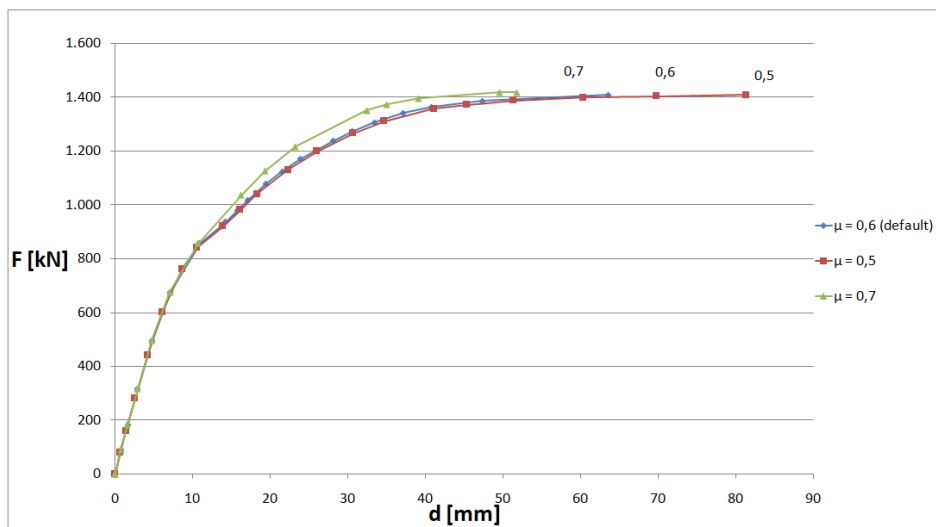


Grafico 8: Curve di confronto al variare dell'attrito all'interfaccia

La sensibilità della struttura alla forzante si nota maggiormente nell'applicazione di un carico dovuto all'incidenza di un solaio ad uso civile-abitazione; viene quindi applicato un carico verticale distribuito e nel contempo eliminato il vincolo $Y=0$ che evitava il distacco dei due materiali. A differenza del caso precedente, il carico risulta benefico entro certi limiti, se le due superfici all'interfaccia possono beneficiare di un coefficiente di attrito piuttosto elevato (grafico 9).

Variando la resistenza caratteristica f_{ck} del calcestruzzo, mantenendo invariato il modulo elastico E , si nota una sensibile variazione nei termini di forzante tramite una traslazione verticale della curva verso un valore di forzante maggiore o minore con un cls da 9 e 5.8 MPa, rispettivamente (grafico 10).

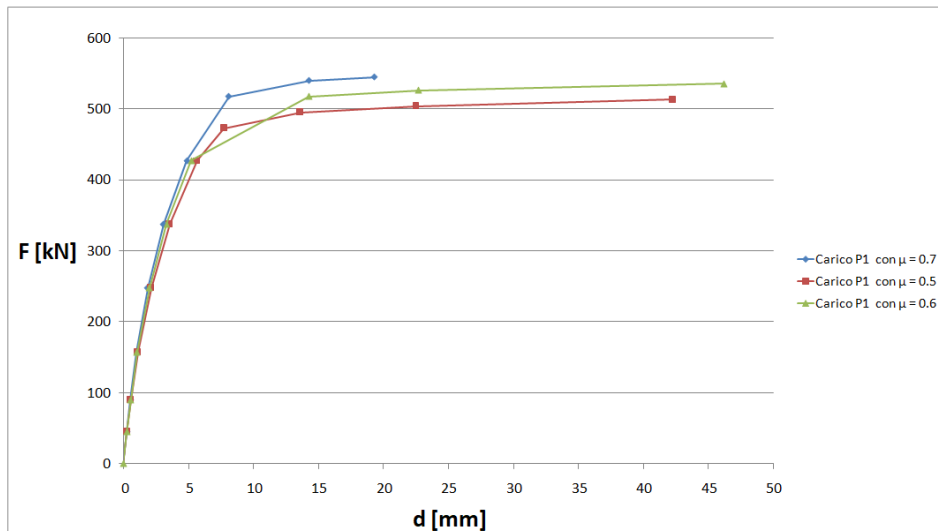


Grafico 9: Curve di confronto al variare dell'attrito all'interfaccia con carico sommitale

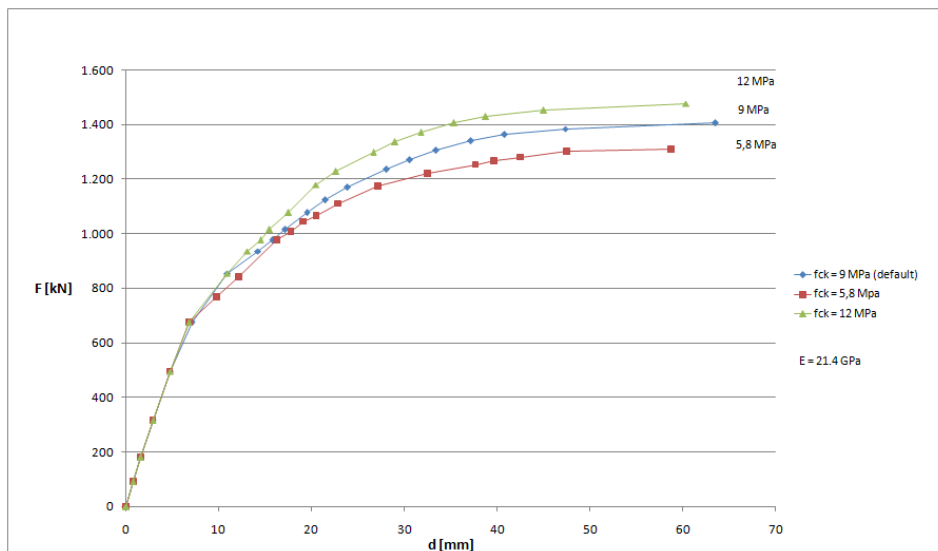


Grafico 10: Curve di confronto al variare della resistenza del calcestruzzo f_{ck}

La muratura costituente il tamponamento del telaio riveste invece un ruolo fondamentale nella risposta della struttura. In particolare, la sensibilità del portale è stata valutata per due qualità di muratura. La prima è la muratura in pietra a spacco impiegata nelle precedenti analisi, la cui resistenza e rigidezza è stata fatta variare tra gli estremi riportati nella tabella 4; nel grafico sottostante (grafico 10), le tre murature sono rappresentate dalle tre curve più alte. La seconda tipologia muraria valutata è costituita da conci sbozzati che presenta delle caratteristiche meccaniche piuttosto scadenti ($f_{ck}=1,5$ MPa – $E=1.020$ MPa); queste mettono ancor più in evidenza quanto la rigidezza e la resistenza del tamponamento influenzi la risposta globale di una struttura (grafico 11).

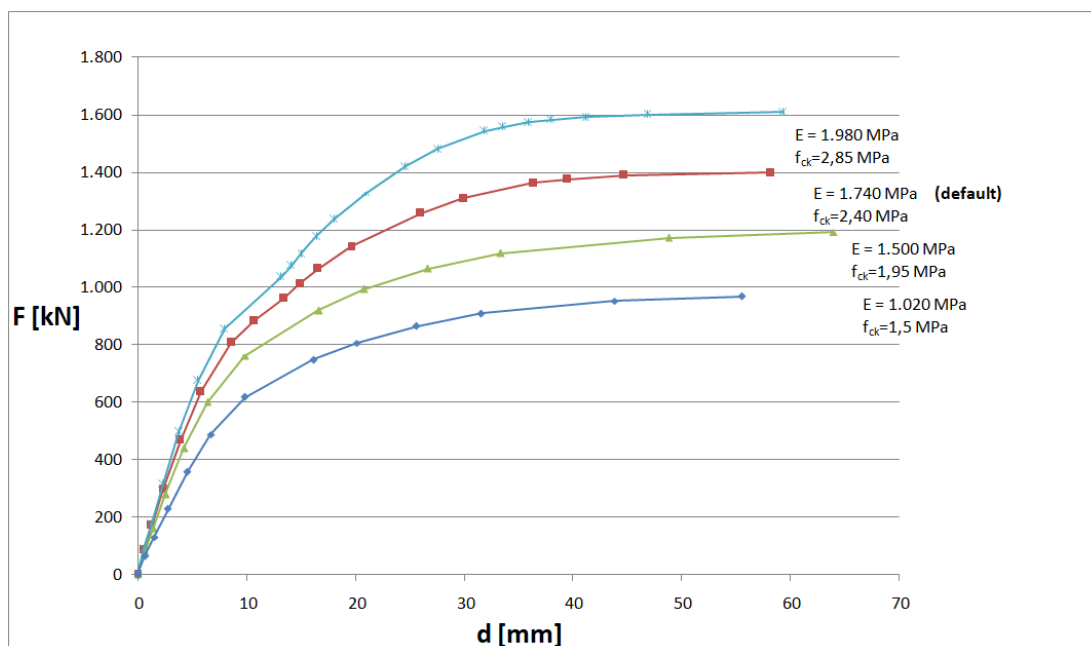


Grafico 11: Curve di confronto per tipologie murarie e proprietà meccaniche diverse

L'ultima analisi è stata affrontata modificando la geometria degli elementi strutturali in cemento armato (fig.40). In particolare sono state eseguite due analisi separate; nella prima, la sola altezza della trave sommitale, è stata aumentata da 40 cm a 60-80 cm, lasciando immutata la larghezza. In una seconda analisi è stata modificata anche la geometria dei due pilastri; in particolare, sono state adottate due sezioni resistenti (40x60 cm e 40x80 cm). La larghezza del portale e degli elementi strutturali che lo costituiscono è rimasta invariata a 40 cm, come da modello originario di confronto. Modificando la dimensione della trave e del pilastro è stato riscontrato un incremento di rigidità ed una traslazione del plateau verso valori più elevati di forza massima applicabile (grafico 12).

Modificando solamente l'altezza della trave lasciando invariata la quota del portale a 4 metri, con una conseguente riduzione in altezza del tamponamento, è stata notata una traslazione evidente della curva di capacità verso destra, ovvero verso spostamenti più elevati (grafico 12). Ciò che accade è che raggiunto il massimo valore sopportabile dai due materiali lapidei (f_{ck} ed f_{bk}) lo sforzo in questi rimane costante data l'assenza del ramo di softening che caratterizza i legami costitutivi. La successiva ripresa della curva è dovuto alla presenza di elementi più prestanti, quali le barre di armatura, disposte in maniera massiccia nella trave.

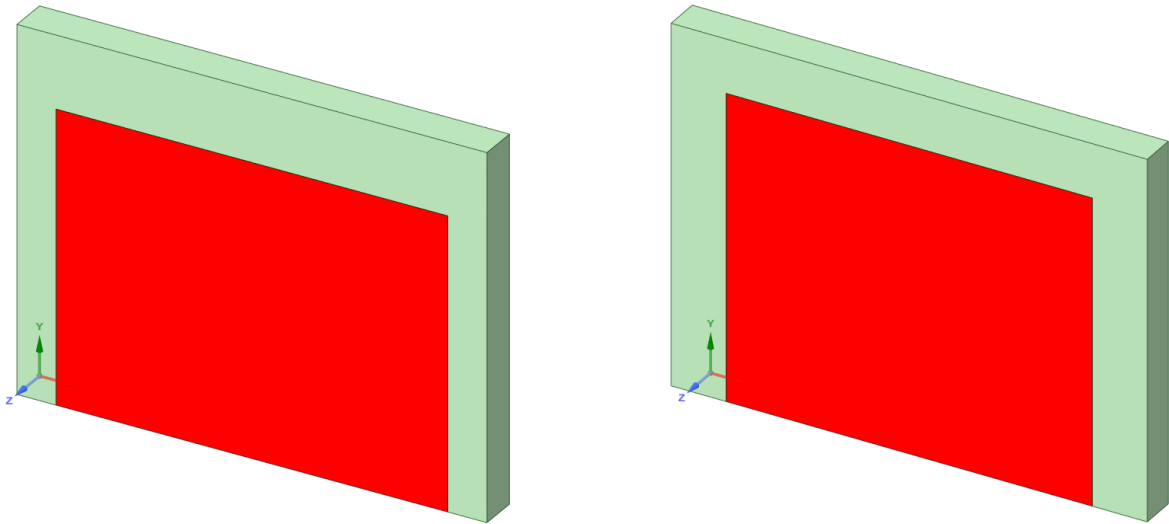


Figura 40: Geometria del portale con trave 40x80 cm e con trave-pilastro 40x60 cm

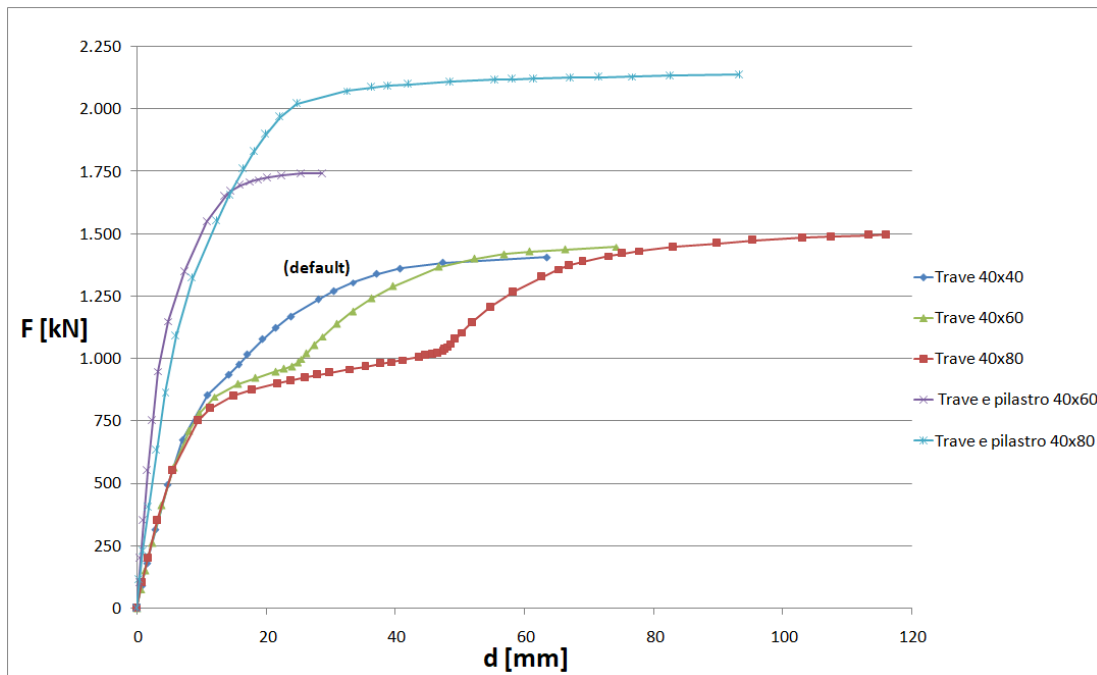


Grafico 12: Curve di confronto al variare della geometria degli elementi strutturali

3.3 – Validazione modello F.E.M. con software “Seismostruct”

Il modello meccanico del portale a struttura mista è stata studiato impiegando un secondo software “Seismostruct”. L’analisi si è rivelata più semplice e meno onerosa in quanto si è optati per una modellazione “a fibre” degli elementi resistenti in conglomerato (fig.41). Similarmente a quanto eseguito nel paragrafo 3.1, è stato necessario validare i due studi sperimentali delle travi in semplice appoggio e in una seconda fase eseguire il confronto dei risultati ottenuti per il portale a struttura mista dal software Ansys.

Benchmark con software “Seismostruct”

Le validazioni numeriche dei casi sperimentali sono state eseguite anche con un secondo software “Seismostruct”. In tale applicazione, le travi sono state modellate tramite una “sezione a fibre” assegnando la sola sezione resistente all’asse longitudinale, i materiali ed i legami costitutivi. In queste due ulteriori validazioni, è stato inserito un legame di rottura per il calcestruzzo di tipo non lineare; quello teorizzato da Chang e Mander (fig.42). Nel modello a plasticità diffusa a “fibre”, ogni fibra contribuisce al comportamento sezionale attraverso la sua legge costitutiva monodimensionale. Per l’acciaio rimane immutato il legame bi-lineare impiegato precedentemente (par. 3.1). Nei grafici sottostanti, 13 e 14, sono riportati i confronti delle curve sperimentali con quelle ottenute dai due software citati.

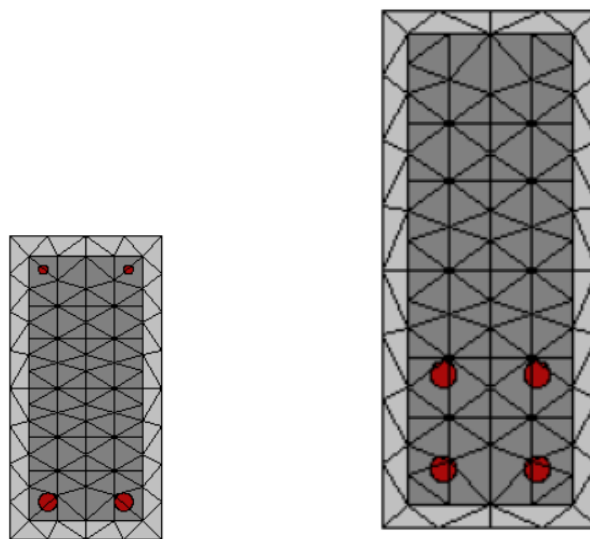


Figura 41: Modello a “fibre” per la sezione di Hughes&Speirs e di Bresler&Scordelis

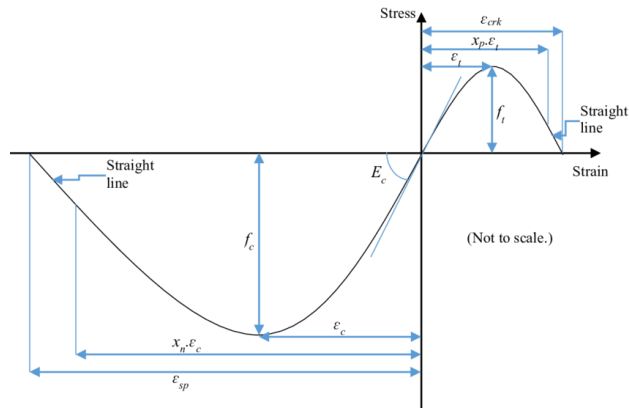


Figura 42: Legame costitutivo di Chang e Mander per il calcestruzzo (da Nourzadeh)

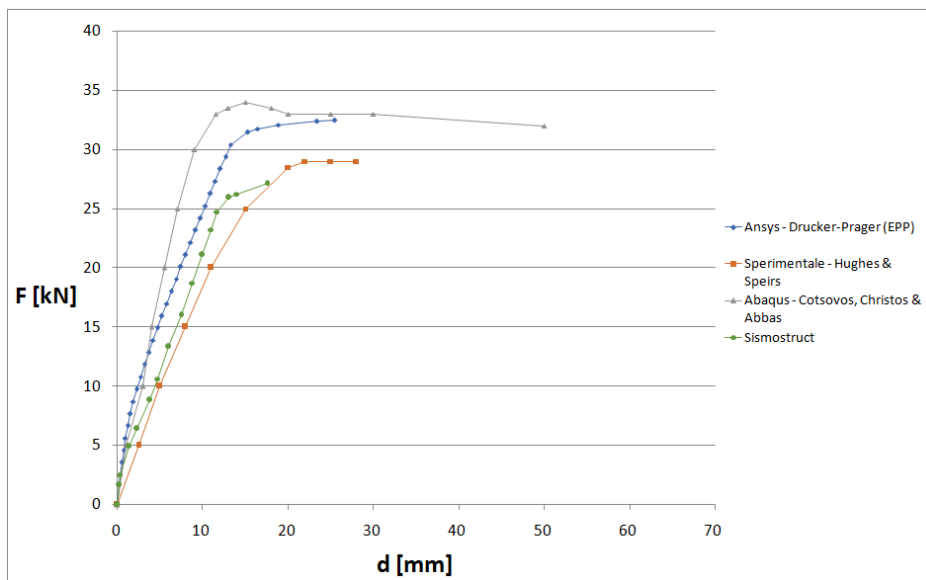


Grafico 13: Confronto tra le curve forza-spostamento per la trave di Hughes & Speirs

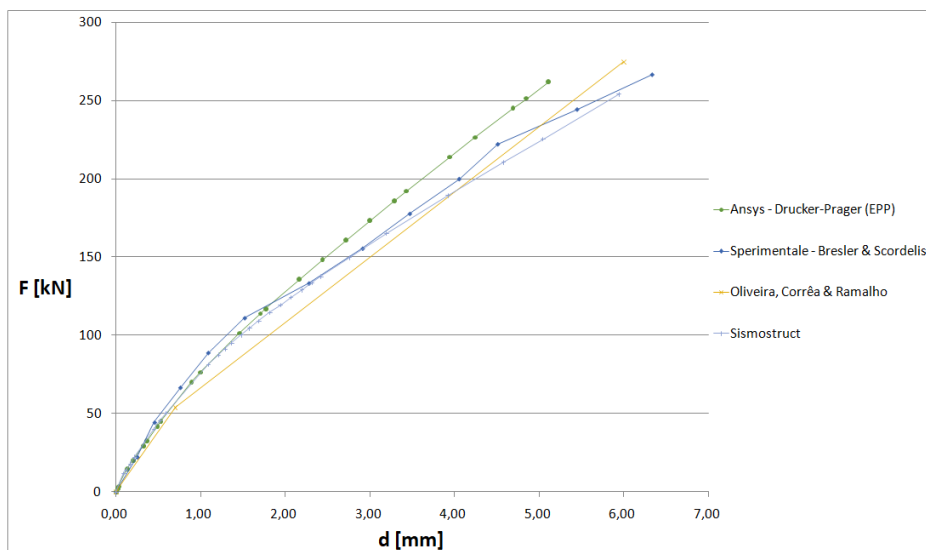


Grafico 14: Confronto tra le curve forza-spostamento per la trave di Bresler & Scordelis

Per validare la soluzione pushover ottenuta da Ansys è stato ricostruito tramite un modello a fibre anche il portale in cemento armato privo di tamponamento, caratterizzato da staffe disposte con passo costante e privo degli ancoraggi presenti nei nodi; al fine di avere un modello confrontabile con quello più semplice modellato su Seismostruct. Da una analisi preliminare è risultato che il modello creato ed analizzato su Ansys raggiungeva dei livelli di sollecitazione ben più elevati rispetto a quelli rilevati su Seismostruct (grafico 15). Si è ritenuto pertanto di analizzare e studiare a fondo le possibili incongruenze nella modellazione meccanica. Ciò che accadeva è che il vincolo cosiddetto “fixed” presente su “Ansys Workbench” assegnato agli elementi di base vincola la dilatazione trasversale comportando un aumento di resistenza a compressione per confinamento imposto (in teoria inesistente) dei soli elementi di base dovuto alla gestione del vincolo da parte dell’applicazione F.E.M.

A seguito di numerose prove è stato individuato il vincolo sul software Ansys che permettesse di bloccare i gdl degli elementi ma che consentisse la dilatazione trasversale; si è giunti all’inserimento del vincolo “remote displacement” che ha permesso di ottenere delle curve quasi sovrapponibili (grafico 14).

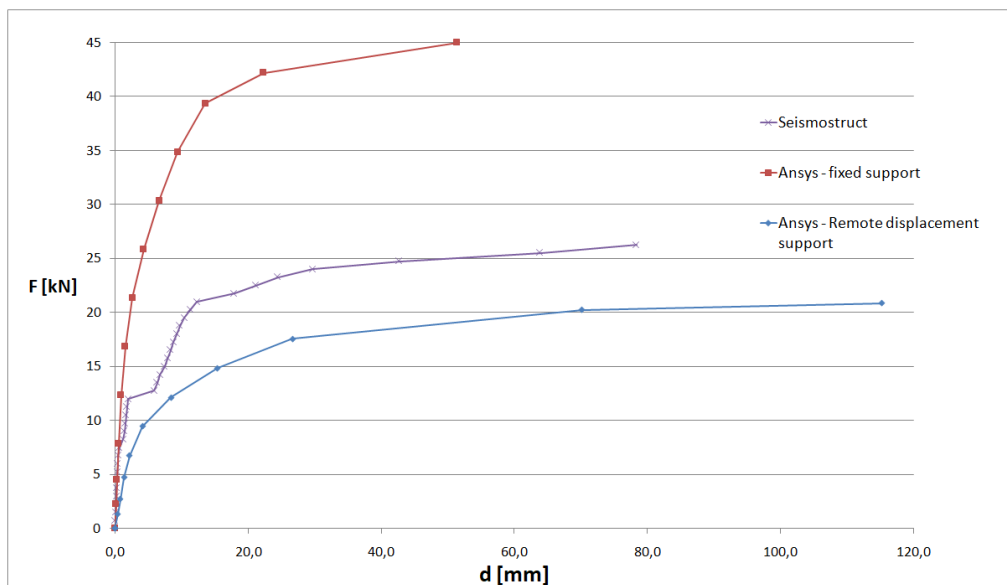


Grafico 15: Curve ottenute da Seismostruct ed Ansys per portale privo di tamponamento

Sono state in seguito verificate le precedenti analisi parametriche col nuovo vincolo “remote displacement” per quantificare l’incremento di resistenza imposto dal vincolo “fixed” erroneamente assegnato in fase preliminare. In particolare la scelta è ricaduta sul parametro più significativo: quello della tipologia di muratura. Si riportano le curve pushover ottenute

tramite Ansys parametrizzando la muratura per i due tipi di vincoli: le curve continue sono state ottenute col vincolo “fixed” mentre le curve tratteggiate rappresentano le analisi svolte col vincolo “remote displacement” (Grafico 16). Dalle sovrapposizioni è possibile notare come il vincolo non corretto incrementasse il livello di sollecitazione massimo di circa il 14-17% rispetto al “remote displacement”.

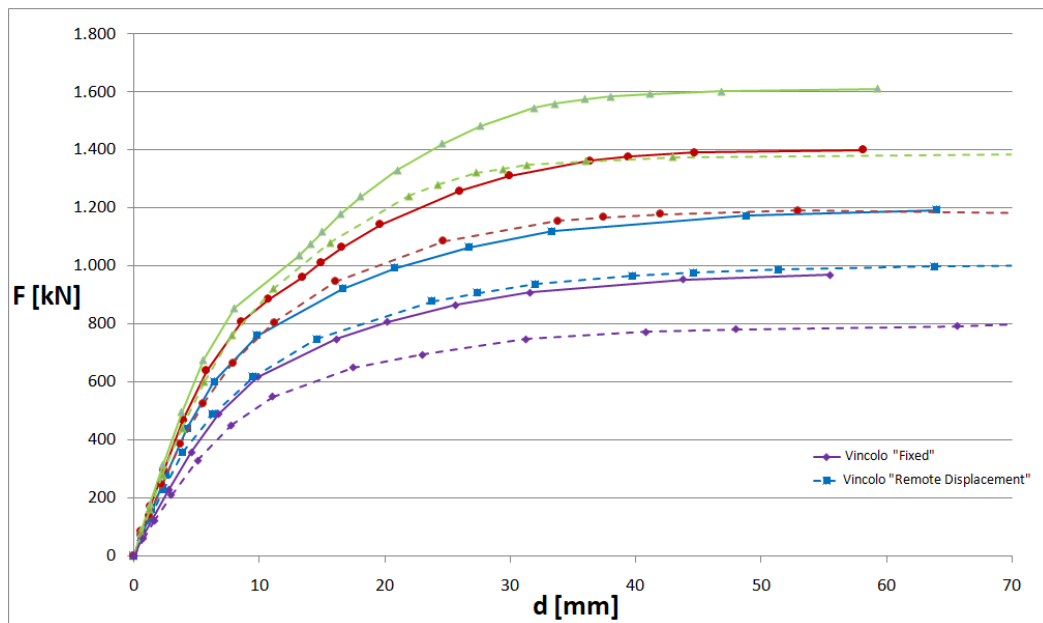


Grafico 16: Curve di confronto per la muratura con vincolo “fixed” e “remote displacement”

Conclusioni

L'analisi di interazione parametrizzata muratura-cemento armato aveva come obiettivo principale quello di valutare quale tra resistenza, rigidità e dimensioni geometriche degli elementi strutturali, influenzasse maggiormente la risposta della struttura, a seguito del confronto di curve forza-spostamento. Ciò ha implicitamente necessitato la validazione e lo studio di un criterio di rottura, al fine di modellare correttamente il comportamento anelastico dei materiali presenti, quali: muratura, calcestruzzo ed acciaio.

Non è stato possibile eseguire un confronto nei termini di spostamenti massimi raggiungibili poiché il legame costitutivo dell'acciaio e degli materiali lapidei presenta, rispettivamente, un ramo plastico incrudente ed un ramo perfettamente plastico. La duttilità del sistema quindi, non risulta propriamente caratterizzabile.

Lo studio parametrizzato dei valori geometrici e meccanici ha mostrato come l'influenza maggiore sulle curve di capacità fosse determinato dalla classe di resistenza del calcestruzzo ed in maniera ancor più marcata dalla qualità e dalla tipologia muraria costituente il tamponamento. Variando invece le proprietà meccaniche e la sezione delle barre di armatura la sensibilità della struttura nel cogliere eventuali differenze è risultata pressoché nulla dato che, fondamentalmente, i pilastri risultano poco armati.

Anche l'attrito presente all'interfaccia tra i due materiali non è risultato in qualche modo influente data l'assenza di carichi verticali all'estradosso della trave; in caso di carichi ha invece determinato una collaborazione maggiore tra gli elementi mantenendo sempre in contatto i due materiali ed evitando il distacco di questi. Generalmente il carico verticale risulta benefico poiché attiva una componente opposta alla forzante (proporzionale al carico ed al coefficiente di attrito); questo entro certi limiti di carico.

Determinante invece la variazione di rigidità degli elementi strutturali cementizi; modificando la geometria dei pilastri si è rilevato un incremento di rigidità notevole accompagnato da una traslazione verso l'alto del plateau della curva; tutto ciò ha determinato una riduzione di duttilità che in caso di forzante sismica risulterebbe benefica.

L'aumento della dimensione in altezza della sola trave sommitale ha comportato una traslazione della curva di capacità verso spostamenti più elevati con un successivo recupero della curva piuttosto particolare. Raggiunto il massimo valore sopportabile dai due elementi lapidei (f_{ck} ed f_{bk}), lo sforzo rimane costante data l'assenza del ramo di softening che

normalmente caratterizza i materiali quasi-fragili. La successiva ripresa della curva è dovuta alla presenza di elementi più prestanti, quali le barre di armatura, disposte in maniera massiccia nella trave sommitale.

Come riscontrato, fondamentale risulta la validazione dei modelli F.E.M, semplici o complessi che siano, attraverso l'impiego di due o più software. Questo per avere la certezza di aver modellato ed analizzato correttamente ogni struttura senza poter trascurare le minime peculiarità di analisi e gestione del modello tra un software e l'altro; si otterrebbe in caso contrario una incertezza nella analisi effettuate.

Quanto determinato dalle analisi trova applicazione e riscontro su una piccola struttura mista; per poter estendere tali risultati ad edifici modellati integralmente sarebbero necessari altri studi, molto più onerosi dal punto di vista computazionale, soprattutto considerando l'inserimento di legami costitutivi caratterizzati da softening per muratura e calcestruzzo.

Nel lavoro svolto si è considerata una perfetta connessione tra le barre di armatura e il calcestruzzo, trascurando gli effetti di legame e i meccanismi di collasso associati agli ancoraggi.

Le tematiche proposte rappresentano dunque l'input per ulteriori ricerche al fine di arrivare ad una completa analisi e conoscenza del fenomeno; nonché l'inizio di un percorso di studio che per approfondimenti successivi permetterebbe di comprendere il comportamento statico e dinamico di un edificio a struttura mista. Nello specifico, dopo aver eseguito un rilievo strutturale su un qualunque edificio, al fine di posizionare nell'ossatura, le murature portanti, i pilastri e le travi in cemento armato e dopo aver catalogato le carenze del fabbricato si potrebbe impiegare il modello di rottura qui presentato, o valutare dei modelli di rottura più elaborati e completi, per sottoporre la struttura ad una analisi di sensitività impiegando una metodologia di modellazione F.E.M. Tale tipologia di analisi permetterebbe di orientare un piano d'indagini per l'individuazione dei parametri più significativi per la risposta strutturale e consentirebbe inoltre di individuare i punti potenzialmente più significativi in vista di interventi di miglioramento strutturale.

Bibliografia:

- Asteris P., Sophianopoulos S., “Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art”, 2011
- Bilotta A., Sannino D.; “Comportamento non lineare di edifici alti con nucleo sismo-resistente in calcestruzzo armato”, 2013
- Crespi P., Zucca M.; “Seismic Assessment of Six Typologies of Existing RC Bridges”, 2020
- Garner S., Strong J., “The extrapolation of the Drucker–Prager/Cap material parameters to low and high relative densities”, 2015
- Haddad J., “Seismic assessment of existing buildings: Sensitivity Analysis and Probabilisticbased verification method”, 2018
- Morabito G., Podestà S., “Edifici storici in conglomerato cementizio armato”, 2015
- Mouzzoun M., Cherrabi A., “Earthquake Response of Multi-Storey Infilled Reinforced Concrete Buildings”, 2020
- Nelva R., Signorelli B., “Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique”, 1990
- Nourzadeh D.; “Response of Building Structure and its Components to Blast Loads”, 2017
- Nunziante L., “Scienza delle costruzioni”, 2007
- Oliveira S., Corrêa R.S., Ramalho A., “Analysis of reinforced concrete building slabs with nonelastic stress field”, 1998
- Oettl G., Stark R., “A comparison of elastic–plastic soil models for 2D FE analyses of tunnelling”, 1998

Manuali:

- Ansys, manuale d'uso “Ansys Workbench material reference”, 2020
- Ansys, manuale d'uso “Ansys Mechanical APDL element reference”, 2020
- Seismostruct, manuale d'uso, 2022

Normative di riferimento:

- D.M. 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”, G.U. n.42 del 20/02/2018
- Circolare 21/01/2019, “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»”, GU n.35 del 11-02-2019