

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE-INDIRIZZO STRUTTURE

DICAM(Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali)

TESI DI LAUREA

in

Progetti di strutture L-S

**ADEGUAMENTO SISMICO DI EDIFICI MONUMENTALI
IN MURATURA:
I SILOS DI TRIESTE**

CANDIDATO
Viviana Cannas

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Marco Savoia

CORRELATORE
Ing. Barbara Ferracuti

Anno Accademico 2010/2011

Sessione I

A mio padre...la mia passione
A mia madre...la mia grinta
A mio fratello...il mio sorriso.

1	INTRODUZIONE	4
2	CASO STUDIO: COMPLESSO MAGAZZINI SILOS TRIESTE	10
2.1	Analisi storica del complesso	10
2.2	Strutture murarie esistenti	13
3	TECNICHE DI INTERVENTO	17
3.1	Descrizione generale dell'intervento	17
3.2	Intervento di recupero delle colonne in muratura.....	22
3.3	Caratteristiche dei materiali.....	24
3.3.1	Indagini sperimentali: muratura in pietra squadrata.....	24
3.3.2	Materiale per il rinforzo strutturale: barre e reti in FRP	29
4	ANALISI DEI CARICHI	30
4.1	Pesi propri materiali.....	30
4.2	Pesi propri e carichi permanenti impalcato	30
4.2.1	Primo impalcato	30
4.2.2	Secondo impalcato.....	30
4.2.3	Terzo impalcato	31
4.2.4	Copertura.....	31
4.3	Carichi accidentali impalcato	32
4.4	Carico da neve	32
4.5	Carico da vento.....	33
4.6	Carico sismico.....	34
4.6.1	Fattore di struttura.....	35
4.7	Carico da Variazione termica stagionale.....	36
4.8	Combinazioni di carico.....	37
5	VERIFICA STRUTTURE MURARIE	41
5.1	Verifica murature esistenti	41
5.1.1	Definizione delle sezioni di verifica.....	41
5.1.2	Verifiche per carichi statici	46
5.1.3	Verifiche per carico sismico.....	48
5.2	Verifica delle sezioni in muratura rinforzate	50
5.2.1	Legami costitutivi adottati	51
5.2.2	Verifica a pressoflessione: Domini di interazione M-N	57
5.2.3	Verifica a taglio.....	79
6	CONFINAMENTO DELLE COLONNE IN MURATURA	83
6.1	Resistenza di progetto a compressione della muratura confinata...	84
6.2	Deformazione ultima della muratura confinata.....	89
6.3	Domini di interazione M-N del pilastro confinato.....	95
6.4	Diagramma Momento-Curvatura del pilastro confinato	114
6.5	Confronto Domini M-N dei pilastri non confinati e confinati.....	133
7	Determinazione della lunghezza di ancoraggio per le barre in composito	149
7.1	Calcolo della lunghezza d'ancoraggio.....	150
7.2	Descrizione generale dei possibili meccanismi di crisi	164
7.3	Valutazione della forza di estrazione di un cono di muratura	170

8	Conclusioni	173
9	Bibliografia	175

1 INTRODUZIONE

La necessità crescente di salvaguardia monumentale delle murature antiche, sia ai fini di un riutilizzo dei fabbricati per una loro riconversione ad altri usi, che per fini di conservazione del patrimonio artistico, sempre più spesso richiede l'uso di tecniche affidabili finalizzate al recupero.

Una strada importante è stata seguita negli ultimi decenni, in cui si è maturata sia la consapevolezza dell'importanza culturale, sociale ed economica che i beni culturali e ambientali del nostro Paese hanno, sia la necessità di preservarli dal deperimento, di garantirne l'integrità nel tempo e l'opportuna valorizzazione.

La diffusione dei materiali compositi utilizzati come rinforzo di elementi strutturali in campo civile ha avuto a tale scopo un notevole incremento, e le applicazioni a cui si presta questa tecnica sono molto varie e numerose, sia nel campo del restauro che delle nuove costruzioni.

I vantaggi che offrono sono la possibilità di adattarsi a qualsiasi forma, l'elevato rapporto resistenza-peso, la durabilità nel tempo, la resistenza agli agenti chimici e naturali e alla corrosione.

L'interesse che questo tipo di applicazioni ha riscontrato anche in Italia è sottolineato dal lavoro di numerosi ricercatori operanti nei settori della Meccanica delle Strutture, delle Costruzioni, della Riabilitazione strutturale e dell'Ingegneria sismica, che si trovano a che fare con un patrimonio edilizio particolarmente vasto ed importante.

La rinnovata sensibilità per un approccio conservativo al restauro strutturale richiede difatti nuove ed affidabili proposte di intervento e ciò ha ridestato un interesse per l'argomento che non è solo teorico.

Gli eventi sismici, che a intervalli frequenti interessano il patrimonio edilizio storico, hanno evidenziato inoltre il fatto che interventi, poco

riguardosi del contesto, possano portare ad un aumento della vulnerabilità, invece che ad una sua riduzione.

Abbandonate le tecniche di consolidamento che tendono a trasformare un organismo murario in un edificio intelaiato in c.a. con tamponature in muratura, dimenticati gli abusati termini "tetto antisismico" o "solaio antisismico" si privilegiano oggi soluzioni "leggere" progettando interventi che riescono a coniugare la richiesta di sicurezza con il rispetto della autenticità del bene, del suo linguaggio costruttivo originario e della necessità di conservarlo per una vita futura di durata adeguata al suo valore storico, evitando quindi tecniche invasive, poco reversibili o che non diano garanzia di un buon funzionamento nel tempo.

In questo filone si inserisce l'applicazione dei materiali compositi FRP (Fiber reinforced polymer) - nastri e reti in fibre di vetro in matrici epossidiche - per opere di consolidamento e/o di miglioramento sismico di edifici in muratura.

In tale contesto si sviluppa la presente tesi, che prende come riferimento un ambizioso progetto di riqualificazione urbana che riporterà in vita l'Ex Silos di Trieste, complesso edilizio asburgico in muratura, di notevole importanza storica per la città e vincolato dal Ministero dei Beni Culturali. In particolare, grazie al supporto della relazione di calcolo fornita dalla *BMS PROGETTI* di Milano che ha curato il progetto di recupero strutturale e adeguamento sismico, è stato possibile valutare gli effetti che il rinforzo strutturale, eseguito mediante l'utilizzo di materiali compositi FRP, esercita nei confronti della struttura in oggetto.

Il lavoro è stato suddiviso in 8 capitoli dei quali qui di seguito si fornisce una breve descrizione.

Nel capitolo 2 si fornisce un inquadramento storico del complesso oggetto del caso di studio, con particolare riferimento alla sua funzione di punto di connessione tra il trasporto ferroviario e quello marittimo, il tutto supportato da documentazioni fotografiche.

Da numerose stampe e documenti storici si vede, infatti, che in corrispondenza del cortile interno era presente un rilevato che permetteva l'arrivo dei treni al livello dell'attuale solaio di piano primo, dove venivano stoccate le granaglie appena scaricate dai convogli.

Sempre nel capitolo 2 viene inoltre offerta una descrizione dell'edificio dal punto di vista geometrico-strutturale, la quale pone in luce l'importanza che tale complesso riveste anche in termini delle dimensioni in gioco.

La struttura esistente si presenta composta da due corpi di fabbrica rettangolari di 28.5 m di larghezza e 280 m di lunghezza, separati da una corte interna larga 27.7 m, e da un corpo di fabbrica di testata di 85 m di larghezza e 85 m di lunghezza che li raccorda senza apparente soluzione di continuità.

Questo complesso di edifici, che nel loro insieme formano in pianta una sorta di "diapason", sono inscritti in un'area rettangolare con lati di dimensione pari a 365 m e 85 m.

Anche in tal caso il supporto di immagini e rappresentazioni schematiche, consente una più facile visualizzazione del fabbricato.

Nel capitolo 3 vengono descritte le tecniche di intervento in riferimento al progetto nel suo complesso, il quale consiste nella realizzazione, all'interno dell'edificio degli Ex Silos sito a Trieste, di un complesso polifunzionale composto da: un centro commerciale, un auditorium multisala, un centro benessere, una palestra, un albergo e spazi adibiti ad uffici.

Per la realizzazione di tutte le opere sopra elencate, il progetto, non solo prevede di utilizzare le strutture murarie esistenti adeguate ai nuovi carichi e alle nuove destinazioni d'uso, ma anche di realizzare ex novo dei corpi di fabbrica, adiacenti all'edificio storico, ma completamente indipendenti da esso dal punto di vista strutturale.

Sempre nel capitolo 3 si tratta poi del consolidamento delle colonne in muratura mediante materiali compositi, più precisamente una rete con maglia 99x99 e delle barre longitudinali di 12 mm di diametro entrambi in fibra di vetro, annegate in uno strato di malta di 70 mm di spessore complessivo, che hanno la funzione di aumentarne la capacità resistente.

Inoltre per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali vengono introdotti i valori caratteristici di resistenza della muratura determinati a valle di una vasta campagna di indagine sperimentale condotta dal *DICAM* (Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali) dell'Università di Bologna, sotto la supervisione del prof. M. Savoia.

Il capitolo 4 riguarda l'analisi dei carichi, utile al fine di determinare le sollecitazioni in gioco necessarie per effettuare le verifiche a pressoflessione per le quali si rimanda al capitolo 5.

Nel capitolo 5 in particolare si identificano le sezioni da verificare a pressoflessione e a taglio, ovvero le sezioni che, a valle di verifiche analitiche dell'elemento privo di rinforzo effettuate dai progettisti, rappresentano le sezioni deboli del complesso e quindi risultate meritevoli di un intervento di consolidamento mediante barre e fasciature in FRP.

Per tali sezioni deboli vengono condotte verifiche a pressoflessione, nel quale si mettono a confronto i domini costruiti per l'elemento non rinforzato con quelli dell'elemento rinforzato.

Prima di procedere a tali verifiche, e quindi alla costruzione di domini di interazione M-N, è stato necessario fornire una trattazione sui legami costitutivi dei materiali, evidenziando la differenza, per la muratura, tra legame triangolo rettangolo e legame parabola-rettangolo.

Per quanto concerne i Fibrocompositi il comportamento è invece di tipo elasto-fragile fino a rottura.

A seconda del tipo di legame adottato quindi si è costruito il dominio di interazione M-N sia per carichi statici che per carichi sismici, che ha consentito di caratterizzare il campo di resistenza della sezione pressoinflessa.

Per completezza si sono riportate, per l'elemento rinforzato, le verifiche a taglio eseguite dai progettisti in forma tabellare.

Nel capitolo 6 si fornisce una valutazione dell'effetto di confinamento fornita dalla rete in FRP sulle colonne in muratura, aspetto questo molto importante in quanto un adeguato confinamento degli elementi in muratura può determinare un miglioramento delle prestazioni dell'elemento strutturale.

In particolare, esso consente di incrementare:

- La resistenza ultima e la corrispondente deformazione ultima, per elementi sollecitati da sforzo normale centrato o con piccola eccentricità;
- La duttilità e, congiuntamente all'impiego di rinforzi longitudinali, la resistenza ultima per membrature pressoinflesse.

L'incremento della resistenza a compressione e della corrispondente deformazione ultima dell'elemento confinato con FRP dipendono dalla pressione di confinamento applicata che è funzione della rigidità del sistema e della forma della sezione trasversale dell'elemento da confinare.

A tal proposito per la stima della resistenza a compressione dell'elemento confinato si è fatto riferimento alle Istruzioni CNR DT 200/2004 (*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*).

Per quanto concerne il calcolo della deformazione ultima dell'elemento confinato ci si è ricondotti alla formula proposta da Triantafillou et al.(2005).

Una volta calcolati i valori di interesse per l'elemento confinato, sono stati costruiti, anche in tal caso, i domini di interazione M-N per l'elemento confinato soggetto a pressoflessione, necessari per poter effettuare un confronto con quelli definiti per l'elemento non confinato in termini di duttilità.

Inoltre è stato calcolato, in maniera iterativa, il legame Momento-Curvatura il quale, per assegnati valori sollecitazione normale N, consente di fornire una stima della duttilità della sezione, definita come il rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura allo snervamento.

L'ultima parte della seguente tesi, contenuta nel capitolo 7, riguarda il calcolo della lunghezza di ancoraggio delle barre in FRP al piede del maschio murario del piano primo nonché la definizione delle principali modalità di rottura che possono instaurarsi quando una barra in composito viene annegata nella muratura.

In particolare per la determinazione della lunghezza di aderenza si è fatto riferimento alla formulazione proposta dalle Istruzioni CNR DT 205, valida per ancoraggi di barre in FRP al calcestruzzo.

Tale formulazione è stata riadattata per l'ancoraggio di barre in FRP alla muratura.

Al punto 7.3 infine si è valutata la forza di estrazione di un cono di muratura, in quanto questa modalità di rottura è risultata essere quella più significativa per l'elemento investigato.

2 CASO STUDIO: COMPLESSO MAGAZZINI SILOS TRIESTE

2.1 Analisi storica del complesso

L'indagine storica condotta attraverso le fonti documentarie, letterarie, iconografiche, bibliografiche, d'archivio, ecc., consente di capire le stratificazioni del sito e contribuisce ad acquisire la conoscenza del manufatto architettonico.

Comprenderne la genesi significa entrare in contatto con l'architettura, valutarne le manomissioni, le trasformazioni e/o le superfetazioni succedutesi nel tempo.

Queste informazioni divengono imprescindibili per progettare un corretto intervento di recupero.

Per tali considerazioni qui di seguito viene fornita un'analisi storica del complesso.

Le strutture murarie oggetto dell'intervento appartengono ad un complesso edilizio realizzato con soluzione di continuità tra il 1830 ed il 1850 dall'Impero Austro-Ungarico a seguito dell'apertura del Canale di Suez.

L'edificio era posto in adiacenza alla stazione ferroviaria e a ridosso del vecchio porto, con funzione di punto di connessione tra il trasporto ferroviario ed il trasporto marittimo e di stoccaggio temporaneo delle merci, in particolare granaglie.

Il complesso è composto da due edifici di caratteristiche geometriche e strutturali del tutto simili, disposti parallelamente tra loro e separati da un cortile interno posto attualmente al livello del piano campagna.

Da numerose stampe e documenti storici si vede che in corrispondenza del cortile interno era presente un rilevato che permetteva l'arrivo dei treni

al livello dell'attuale solaio di piano primo, dove venivano stoccate le granaglie appena scaricate dai convogli.

Si veda a tal proposito la figura 2.1 che fornisce una veduta parziale del porto col magazzino Silos.

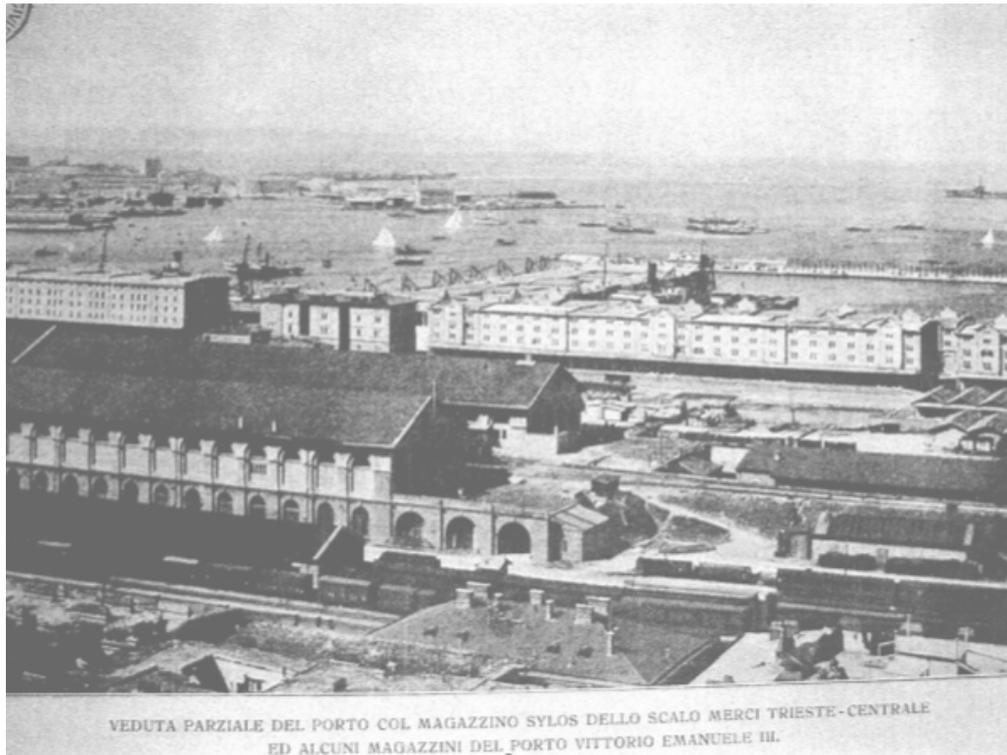


Figura 2.1: veduta parziale del porto col magazzino Silos dello scalo merci.

In un secondo momento attraverso delle aperture nel solaio, i cui segni sono ancora visibili su numerose volte, le granaglie venivano scaricate ed insaccate al piano inferiore e da lì trasportate sulle navi.

In figura 2.2 una foto del tempo mostra il lato porto.

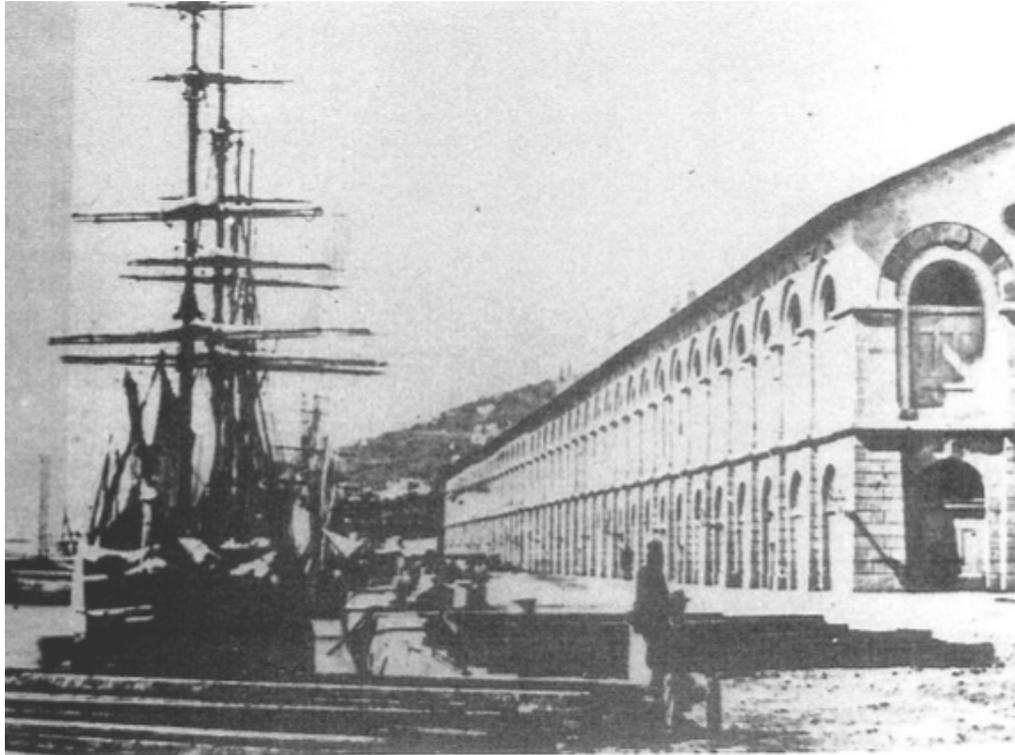


Figura 2.2: fronte mare del Silos e vista dell'attracco portuale.

Da ricerche storiche eseguite si evince che l'area, precedentemente alla costruzione dell'edificio, era interessata dalla battigia del mare e che, quindi, l'edificio attuale sorge su terreno riportato.

Negli anni, l'edificio è passato di proprietà, in parte al Comune di Trieste, in parte alle ferrovie FFSS, ed ha subito diversi interventi strutturali.

Nella parte anteriore (non oggetto del presente intervento) è stato realizzato vent'anni fa un parcheggio multipiano, asportando completamente le strutture interne e realizzando una struttura in calcestruzzo prefabbricata fondata su pali, mentre la copertura è stata realizzata con strutture metalliche reticolari e lamiera grecata.

Sul lato del cortile interno adiacente all'edificio di testata è stata realizzata la rampa di accesso al parcheggio.

Il resto dell'edificio, sia lato mare, sia lato stazione, è stato utilizzato dalle ferrovie, dalle poste, e da numerose ditte di autotrasporti, ed ha subito diverse manomissioni, con realizzazione di nuove aperture e di nuovi solai e vani scala; in particolare l'edificio lato stazione risulta privo di copertura distrutta da un incendio nel 1994.

2.2 Strutture murarie esistenti

I due corpi di fabbrica oggetto dell'attuale intervento sono del tutto analoghi tra loro sia dal punto di vista geometrico, come si può vedere in figura 2.3, sia dal punto di vista strutturale.



Figura 2.3: vista dall'alto del complesso magazzini Silos (evidente la forma a diapason).

Entrambi presentano strutture portanti principali realizzate in pietra calcarea carsica squadrata (provenienti da cave nell'area di Muggia), con giunti in malta di calce povera.

Ciascun edificio presenta una sezione trasversale costituita da due archi adiacenti di 13 m di luce ciascuno che collegano tra loro tre file di maschi

murari, che sostengono le volte in muratura su cui si imposta il piano primo.

In figura 2.4 si è riportata una sezione tipica.

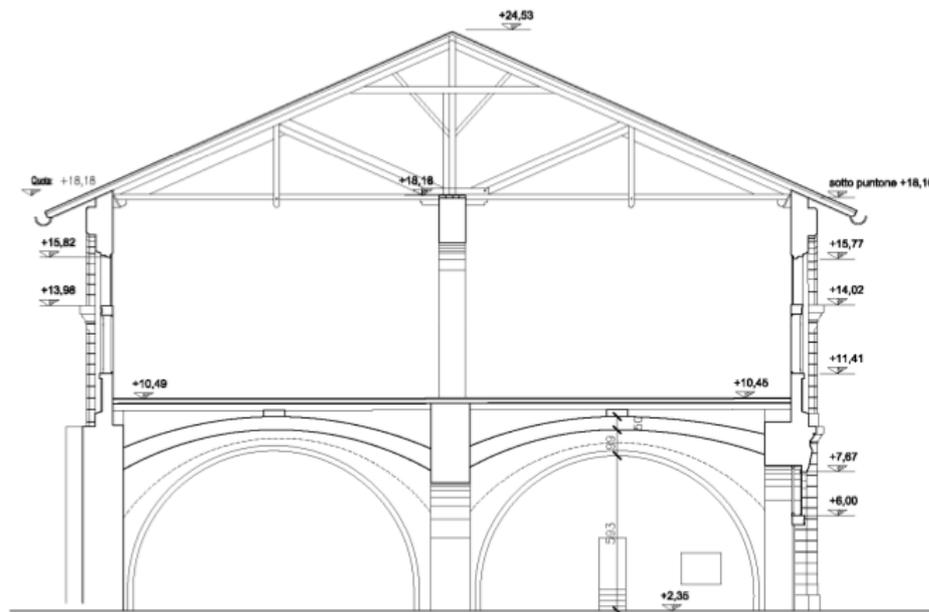


Figura 2.4: sezione tipica della struttura muraria esistente

I maschi murari proseguono oltre il piano primo con una sezione ridotta sino alla quota di imposta delle capriate di copertura senza che vi siano archi trasversali di collegamento tra essi.

In senso longitudinale queste strutture si ripetono ogni 6,40 m con passo pressoché costante ed i maschi murari di facciata e di spina, sono collegati da archi sia a livello del piano primo che a livello del piano secondo.

In figura 2.5 si riporta una fotografia scattata recentemente che offre una vista parziale del complesso.



Figura 2.5: vista parziale del complesso (foto scattata durante i rilievi).

Nel primo interpiano lo spessore delle murature perimetrali esterne è di circa 160 cm, con delle lesene in corrispondenza di ogni arco trasversale che portano lo spessore del muro ad un totale di 220 cm.

Sul lato interno la muratura, che doveva sostenere la spinta del rilevato ferroviario, si presenta continua e pressoché priva di aperture, con uno spessore costante di circa 158 cm a meno delle lesene, anche in questo caso presenti, che realizzano degli irrigidimenti di 240 cm di spessore totale.

I pilastri di spina hanno una sezione “a croce” con dimensioni massime di 250 per 250 cm e la coppia di archi trasversali, che li collega alle murature perimetrali, presenta una sezione di 105 cm di larghezza e di altezza variabile tra 90 cm nella sezione di chiave e 125 cm nella sezione di imposta.

Al di sopra di essi è presente un rinfiacco, anch'esso in pietra squadrata, di 90 cm di spessore, che porta l'estradosso della struttura ad una quota costante di circa 10.2 m.

Lateralmente agli archi, all'intradosso degli stessi, sono presenti due catene metalliche realizzate con piatti che collegano le due facciate, trattenute da capichiave disposti trasversalmente alla facciata.

Le catene non assolvono più alla loro funzione originaria dato che a causa del deterioramento della zona del capo chiave, non sono più in trazione.

Le murature e gli archi descritti sostengono volte di spessore variabile tra 40-50 cm realizzate in laterizio e cementate a calce.

Il solaio di piano primo, dove presente, è realizzato in legno o in laterocemento e poggia sul rinfianco degli archi trasversali e su "frenelli" in laterizio sostenuti dalle volte in corrispondenza della loro chiave.

Al piano superiore le murature portanti esterne hanno uno spessore pari a 60-80 cm e sono sempre presenti delle lesene di facciata che generano pilastri di rinforzo con spessore fino a 110 cm.

Come già accennato, in questo interpiano i maschi murari non sono collegati trasversalmente, mentre sono presenti archi di collegamento in senso longitudinale.

Le capriate di copertura in legno, dove presenti (edificio lato mare), insistono sui tre appoggi, costituiti dalla testa dei 3 maschi murari trasversali.

3 TECNICHE DI INTERVENTO

3.1 Descrizione generale dell'intervento

L'intervento in oggetto, progettato dalla *BMS PROGETTI SRL* di Milano, consiste nella realizzazione, all'interno dell'edificio degli Ex Silos sito a Trieste, di un complesso polifunzionale composto da: un centro commerciale; un auditorium multisala; un centro benessere; una palestra; un albergo; spazi adibiti ad uffici.

E' prevista inoltre la realizzazione di un posteggio che presenta nella sua parte esterna al fabbricato storico due piani interrati.

Per la realizzazione di tutte le opere sopra elencate, il progetto, non solo prevede di utilizzare le strutture murarie esistenti adeguate ai nuovi carichi e alle nuove destinazioni d'uso, ma anche di realizzare ex novo dei corpi di fabbrica, adiacenti all'edificio storico, ma completamente indipendenti da esso dal punto di vista strutturale.

L'edificio esistente è sito in adiacenza alla stazione centrale di Trieste e si presenta composto da due corpi di fabbrica rettangolari di 28.5 m di larghezza e 280 m di lunghezza, separati da una corte interna larga 27.7 metri, e da un corpo di fabbrica di testata di 85 m di larghezza e 85 m di lunghezza che li raccorda senza apparente soluzione di continuità.

Questo complesso di edifici, che nel loro insieme formano in pianta una sorta di "diapason", sono iscritti in un'area rettangolare con lati di dimensione pari a 365 m e 85 m.

L'intero edificio di testata ed una piccola porzione dei due corpi di fabbrica rettangolari sono stati già oggetto di ristrutturazione, sono di altra proprietà e non sono pertanto oggetto del nuovo intervento che, quindi, riguarda solamente i primi 280 m del complesso murario (figura 3.1).

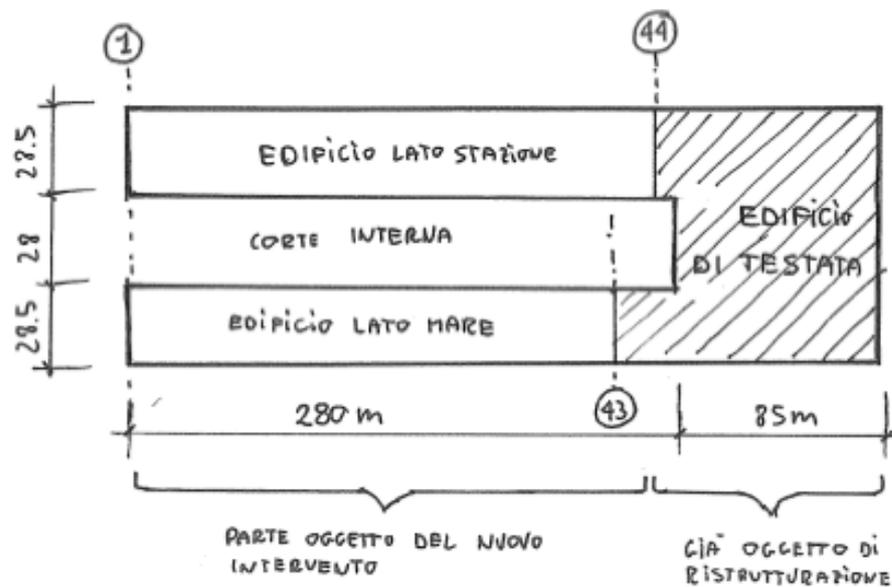


Figura 3.1: schema esemplificativo della zona oggetto del nuovo intervento.

Nella sua porzione fuori terra, all'interno del volume costituito dai due edifici storici esistenti, il progetto prevede di ospitare la maggior parte delle attività commerciali, l'albergo, il centro benessere, gli uffici e le sale più piccole dell'Auditorium; mentre la galleria commerciale coperta (Mall) e la sala principale (900 posti) dell'Auditorium verranno realizzati chiudendo lo spazio, attualmente aperto, compreso tra i due edifici.

In figura 3.2 e 3.3 si riportano, rispettivamente, la planimetria e la pianta schematica del complesso oggetto dell'intervento.

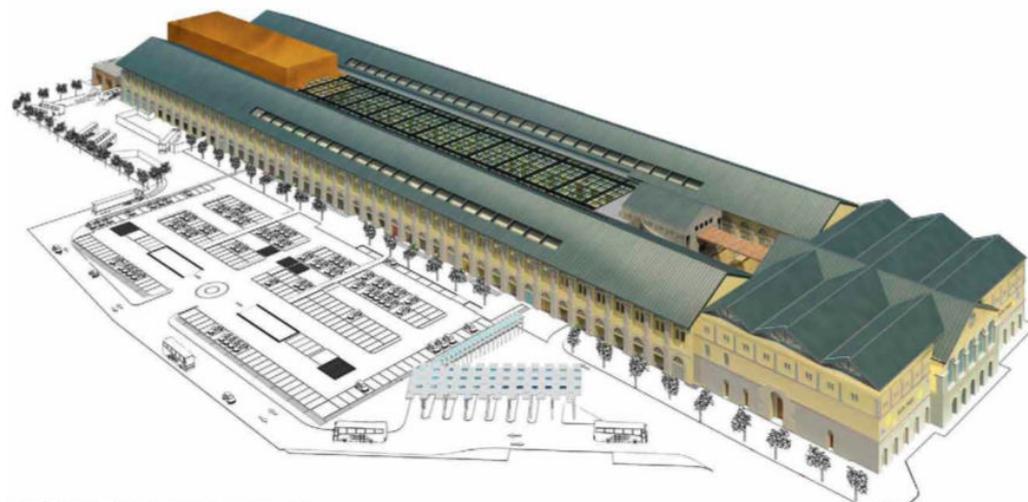


Figura 3.2: planimetria degli esterni del nuovo complesso.

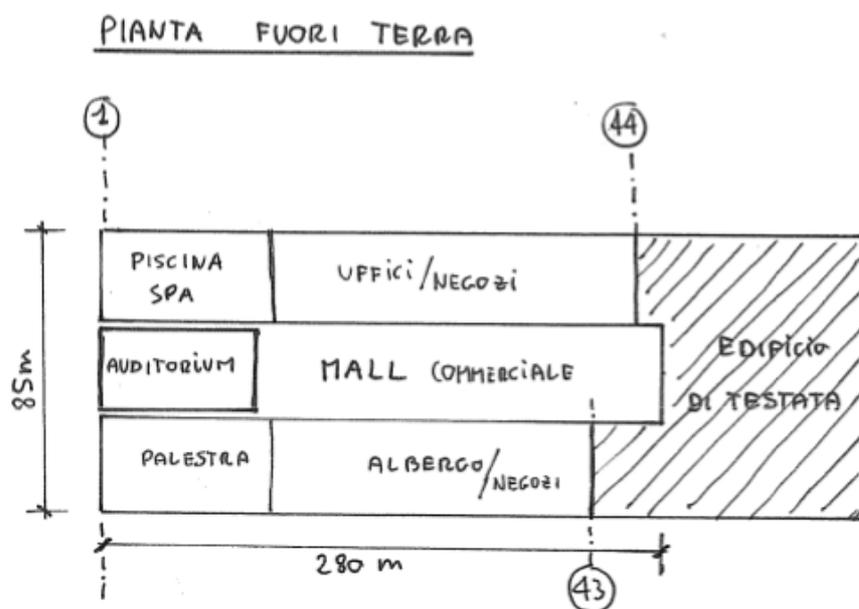


Figura 3.3: pianta schematica dell'intervento.

La porzione interrata dell'intervento, destinata principalmente a posteggio, si può fondamentalmente dividere in due parti: la prima è costituita da un manufatto con due piani interrati da realizzarsi al di sotto del piazzale antistante l'edificio storico dei "Silos", ma fuori dalla sua sagoma; la seconda, invece, prevede la realizzazione di un piano interrato al di sotto della galleria commerciale, nello spazio compreso tra i due edifici storici. L'accesso a questa seconda parte di parcheggio avviene attraverso dei tunnel che si collegano alla prima passando al di sotto dell'edificio storico. In figura 3.4 è schematizzato quanto sopra detto.

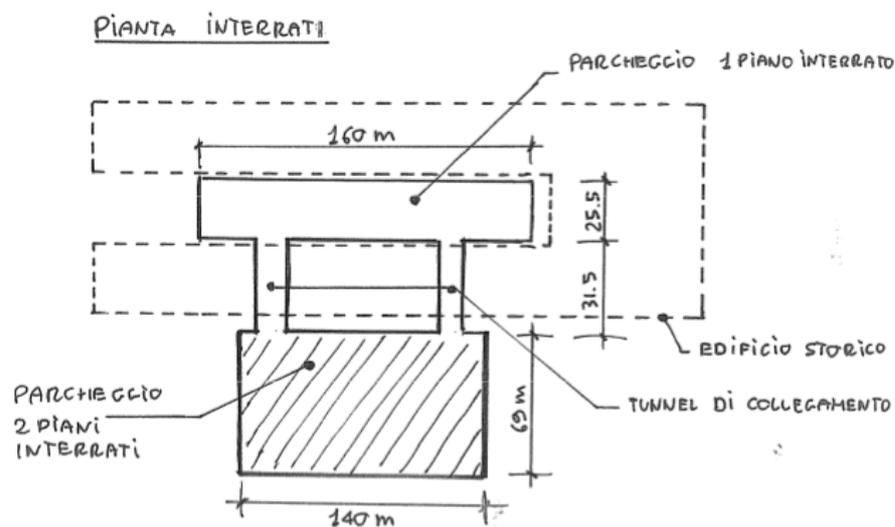


Figura 3.4: pianta interrati del nuovo intervento.

Il recupero ruota quindi sui due immobili e su tre piani, di cui verranno valorizzati elementi architettonici come le facciate ad archi, le strutture a volta e le coperture di legno.

L'intervento, relativamente alle sole strutture murarie esistenti, consiste, oltre che nel recupero e nel ripristino dell'integrità delle murature e degli

impalcati di piano primo, nella realizzazione di un secondo piano che si appoggia con colonne metalliche sugli archi sottostanti e, in alcune parti dell'edificio, di un piano terzo che si imposta a livello della catena della capriata di copertura, da realizzare in acciaio, in sostituzione di quella originaria in legno per le parti in cui è ancora esistente.

In figura 3.5 è riportata una sezione tipica dell'intervento.

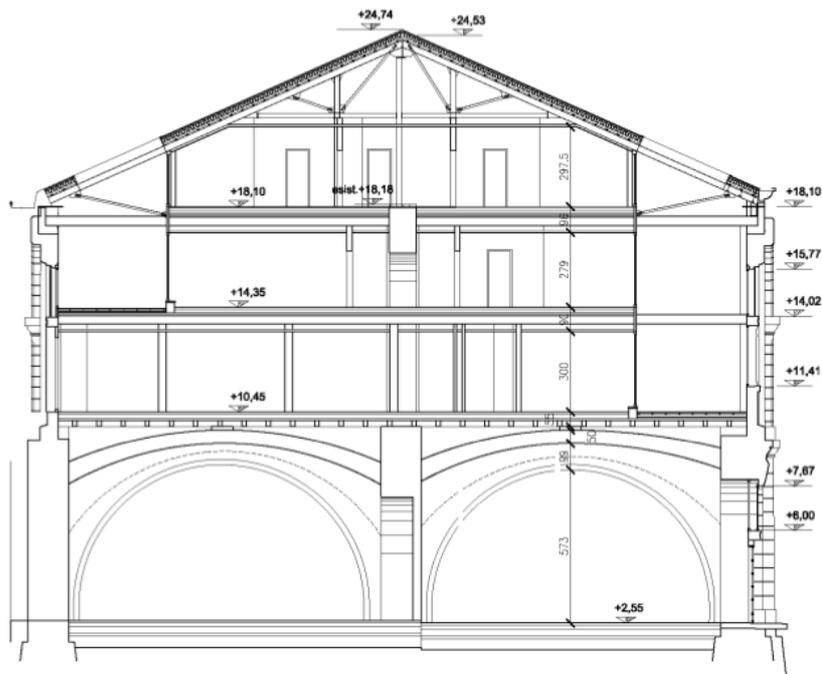


Figura 3.5: sezione trasversale tipica del nuovo intervento.

3.2 Intervento di recupero delle colonne in muratura

Le analisi effettuate mostrano che i maschi murari centrali di entrambi gli edifici, a partire dal piano primo, non hanno una sezione sufficiente per resistere alle sollecitazioni derivanti dal sisma e, in alcuni casi, anche dai semplici carichi statici (a tal proposito si faccia riferimento al capitolo 5).

Nell'ottica di voler coniugare in maniera adeguata i problemi della conservazione del patrimonio edilizio storico con i problemi della sicurezza del fabbricato e' stato necessario quindi prevedere di rinforzare la sezione muraria aumentandone le capacità resistenti, sia a taglio che a flessione, attraverso l'utilizzo di reti e barre in fibra di vetro.

L'intervento consiste nell'applicare su tutte e quattro le facce della muratura uno strato di malta di 70 mm di spessore complessivo, in cui vengono annegate una rete in fibra di vetro con maglia 99x99 con area trasversale pari a 300 mmq/m (tipo Sireg o similare), e delle barre longitudinali sempre in fibra di vetro di 12 mm di diametro (figura 3.6).

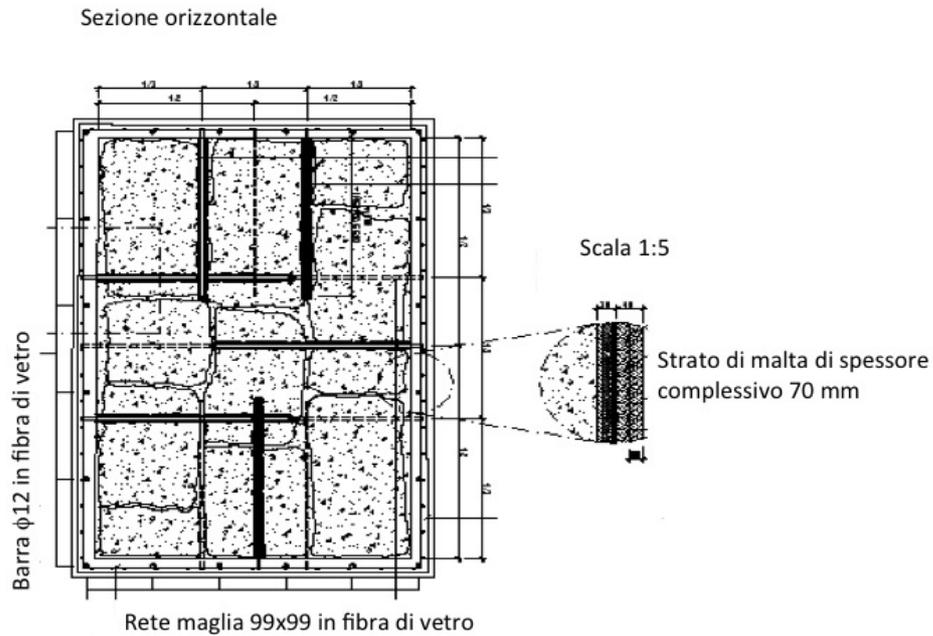


Figura 3.6: Sezione orizzontale dell'intervento.

Il collegamento tra il nuovo “intonaco” armato e la muratura avviene tramite dei connettori meccanici in fibra di vetro di 10x50 mm di sezione inghisati nella muratura per almeno 60 cm.

Per quanto concerne la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali in fibra di vetro al piede del maschio murario del piano primo, lo studio di progettazione ha suggerito un valore empirico di 200 cm.

Si è deciso quindi di trarre spunto da tale valutazione procedendo ad un calcolo più rigoroso che verrà trattato approfonditamente nel capitolo 7.

3.3 Caratteristiche dei materiali

3.3.1 Indagini sperimentali: muratura in pietra squadrata

L'intervento concernente un qualsiasi organismo architettonico non può e non deve in alcun modo prescindere da una corretta indagine conoscitiva. L'anamnesi del fabbricato, delle tecniche costruttive e dei materiali posti in opera, costituisce un supporto imprescindibile per definire l'iter progettuale del progetto di recupero, al fine di evitare interventi incompatibili con la struttura, che nel tempo possono anche divenire causa stessa di degradi. In riferimento a quanto sopra detto, i valori di resistenza e di rigidezza del materiale murario esistente sono stati determinati a valle di una vasta campagna di indagine sperimentale condotta dal *DICAM* (Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali) dell'Università di Bologna, sotto la supervisione del prof. M. Savoia, commissionata dalla UNIECO s.p.a., i cui scopi e modalità sono stati concordati con i progettisti dell'intervento di consolidamento strutturale, dapprima l'Ing. V. Donelli e successivamente i progettisti dello Studio BMS di Milano (in particolare gli Ing. Malatesta, Bovi e Serra).

I risultati delle suddette prove sono stati quindi utilizzati per fornire ai progettisti i dati necessari per le valutazioni di sicurezza statica dello stato di fatto, nonché i dati necessari per la formulazione dei modelli di tipo numerico di verifica dell'esistente e degli interventi di consolidamento e di adeguamento sismico necessari in conseguenza del cambio di destinazione d'uso del fabbricato.

Sono state quindi condotte cinque prove di compressione su campioni di muratura in Laboratorio.

Tre campioni sono stati estratti dal Committente dalle murature portanti esterne del fabbricato, in posizioni diverse, mediante una serie di carotature per isolare una porzione di muratura e successivo taglio per

isolare campioni di dimensioni idonee (circa 60 x 60 cm di sezione e 120 cm di altezza).

Si veda a tal proposito l'immagine fotografica di figura 3.7.



Figura 3.7: campioni estratti in situ dal Committente, necessari per le prove di Laboratorio.

I campioni meglio riusciti sono quindi stati confinati mediante angolari e tiranti metallici, e quindi trasportati in Laboratorio.

Due ulteriori campioni sono stati invece direttamente realizzati in Laboratorio, con una tessitura analoga a quella delle murature esistenti, da maestranze specializzate, utilizzando pietre di arenaria provenienti dal cantiere e malta di ripristino.

Tutti i campioni di muratura sono stati quindi soggetti a prova di compressione utilizzando una pressa da 6000 kN, registrando il carico di rottura e la deformazione del campione lungo i quattro spigoli fino al raggiungimento, quando possibile, della deformazione ultima.

Dalle prove, condotte alla presenza di tecnici della Committenza e dei progettisti, è stato possibile trarre le seguenti indicazioni sulla portanza a compressione dei campioni:

- Escludendo il campione n. 4, che per alcuni danneggiamenti occorsi durante il trasporto ha mostrato fin dall'inizio della prova fessurazioni evidenti, la resistenza dei campioni prelevati dal fabbricato (n. 2, 3) è dell'ordine di 3.73 – 4.03 MPa.

La rottura è stata in tutte le prove inevitabilmente anticipata a causa del distacco di porzioni più o meno grandi di muratura, che a causa delle dimensioni del campione, comunque ridotte rispetto agli spessori delle murature in situ, non risultavano più adeguatamente ammortate.

Per questo motivo, si ritiene che il valore di 4 MPa possa essere considerato rappresentativo (e comunque a favore di sicurezza per i motivi che saranno sotto descritti), della resistenza a compressione della muratura non consolidata.

- Per i campioni realizzati in Laboratorio, n. 5, 6, le prove di compressione hanno evidenziato resistenze pari a 4.63 e 5.08 MPa.

Nel primo caso, il distacco di una porzione di campione non ben ammortato in fase di realizzazione ha ridotto la sezione resistente una volta raggiunto un carico pari al 70% di quello di rottura.

Per questi motivi, si ritiene il valore di 5 MPa quale rappresentativo della resistenza a compressione dei campioni realizzati in Laboratorio.

Tale valore può essere considerato quale il valore di resistenza della muratura in situ qualora sia stata sottoposta ad un efficace consolidamento mediante iniezioni, oppure degli archi in muratura.

- Il modulo elastico dei campioni testati è stato valutato come la rigidezza secante del diagramma tensione – deformazione tra 1 e 2 MPa (ove

quest'ultimo valore è pari al 40-50% della tensione di rottura).

Escludendo i provini n. 4 e 5 (a causa delle fatturazioni evidenziate fin dall'inizio il primo, e dei letti di malta di dimensioni superiori alla media il secondo, ricostruito), i valori ottenuti dai rimanenti campioni (n. 2, 3, 6) sono nell'intervallo 320-490 MPa, con un valore medio di 420 MPa, non distinguendo tra campioni estratti dal fabbricato e ricostruiti in situ.

Il valore di modulo elastico, significativamente più basso di quanto tipicamente assunto dalle relazioni proposte dalle Normative, è dovuto al grande spessore dei letti di malta, nei quali si concentra tutta la deformabilità della muratura.

La significativa variabilità di tale valore di modulo (e convenzionalità della sua definizione), hanno suggerito di indicare ai progettisti un intervallo di possibili valori da assumere nelle analisi, appunto 320-490 MPa.

Quindi in conclusione per i maschi e i pannelli murari si sono assunti i seguenti valori caratteristici:

- *Valore caratteristico di rottura a compressione:* $f_k = 3,8$ MPa;

- *Modulo elastico:* $E = 400$ MPa

Il valore caratteristico di rottura a taglio τ_{0k} viene determinato per proporzionalità dal valore di resistenza a compressione della muratura sulla base della tabella C8A.2.1 delle "Istruzioni" alle NTC 2008.

Per cui, nel nostro caso, si ha:

- *Valore caratteristico di rottura a taglio:* $\tau_{0k} = 0.057$ MPa

Per la determinazione dei valori di resistenza di progetto di una struttura esistente, la Normativa individua dei coefficienti parziali di sicurezza,

denominati “Fattori di Confidenza”, il cui valore è correlato al “Livello di conoscenza” del materiale e della geometria dell’edificio acquisito nella campagna di indagine effettuata, che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

Nel nostro caso, sono stati effettuati un rilievo geometrico completo, indagini estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali; quindi, possiamo asserire di aver conseguito un alto livello di conoscenza, pari a LC3 ai sensi della NTC 2008 e relative “Istruzioni”, per i quali è previsto un valore del fattore di confidenza $FC=1.00$.

D’altra parte, vista l’estensione del manufatto in oggetto, si preferisce utilizzare un valore del fattore di confidenza più cautelativo, pari a $FC = 1.10$.

Le resistenze a compressione e a taglio di progetto, da utilizzare nell’analisi statica lineare per i maschi e i pannelli murari, si ricavano quindi dalle seguenti espressioni:

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = 1.1520 \text{ MPa}$$

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_{0k}}{FC \cdot \gamma_m} = 0.0173 \text{ MPa}$$

con $FC = 1.10$ e $\gamma_m = 3.00$

Per quanto riguarda i valori della resistenza a compressione e a taglio di progetto da utilizzare nell’analisi sismica lineare (Modale), si ricorre alle seguenti espressioni:

$$f_d = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m} = 1.728 \text{ MPa}$$

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_{0k}}{FC \cdot \gamma_m} = 0.0259 \text{ MPa}$$

con $FC = 1.10$ e $\gamma_m = 2.00$ (si veda il paragrafo 7.8.1.1 delle NTC).

3.3.2 *Materiale per il rinforzo strutturale: barre e reti in FRP*

Le barre e le reti sono realizzate in materiale composito FRP (Fiber Reinforced Polymer) per armatura e collegamento di paramenti murari e solai, realizzate con fibra di vetro AR (Alcalino Resistente) pretensionata e impregnata con resina termoindurente di tipo vinilestere epossidico, trattata in superficie con sabbia al quarzo per migliorarne l'aderenza. inferiore a quella della matrice.

Caratteristiche meccaniche:

$E_{medio} = 33000 \text{ MPa}$ (*modulo elastico medio*);

$\varepsilon_{fk} = 3\%$ (*allungamento a rottura*);

Rapporto medio fibra/resina = 50%;

$F_K = 1000 \text{ MPa}$ (*resistenza ultima a trazione*).

4 ANALISI DEI CARICHI

Per quanto riguarda i carichi, si fa qui riferimento all'analisi condotta dai progettisti.

4.1 Pesì propri materiali

- *Peso proprio murature in pietra* = 2400 Kg /mc (Archi, maschi e pannelli murari e rinfianchi)
- *Peso proprio murature in laterizio* = 2000 Kg /mc (Volte)
- *Peso delle volte in laterizio* (sp. 50cm) = 10 KN/mq

4.2 Pesì propri e carichi permanenti impalcati

4.2.1 Primo impalcato

Lamiera (h=175mm) + getto (75mm) = 4,00 KN/mq

Peso proprio impalcato = 4,00 KN/mq

Massetto e pavimento (6cm) = 1,50 KN/mq

Sottofondo alleggerito (9cm) = 0,70 KN/mq

Impianti appesi + controsoffitto = 0,50 KN/mq

Partizioni interne = 0,80 KN/mq

Totale permanenti = 3.50 KN/mq

4.2.2 Secondo impalcato

Impalcato - Tipico

Lamiera + getto (14 cm) = 2,90 KN/mq

Profili secondari (ILS270 / 2m) = 0.20 KN/mq

Peso proprio impalcato = 3,10 KN/mq

Impalcato - Fili (D-F)/(4 -15)

Lamiera + getto (16 cm) = 3,40 KN/mq

Profili secondari (ILS270 / 2m) = 0.20 KN/mq

Peso proprio impalcato = 3,60 KN/mq

Massetto e pavimento (6cm) = 1,50 KN/mq

Sottofondo alleggerito (9cm) = 0,70 KN/mq

Impianti appesi + controsoffitto = 0,50 KN/mq

Partizioni interne = 0,80 KN/mq

Totale permanenti = 3.50 KN/mq

4.2.3 Terzo impalcato

Lamiera + getto (12 cm) = 2,40 KN/mq

Profili secondari (ILS270 / 2m) = 0,20 KN/mq

Peso proprio impalcato = 2,60 KN/mq

Massetto e pavimento (6cm) = 1,50 KN/mq

Sottofondo alleggerito (9cm) = 0,70 KN/mq

Impianti appesi + controsoffitto = 0,50 KN/mq

Partizioni interne = 0,80 KN/mq

Totale permanenti = 3.50 KN/mq

4.2.4 Copertura

Copertura (isolanti, rivestimento) = 0,50 KN/mq

Controsoffitto = 0,50 KN/mq

Lamiera Grecata = 0,10 KN/mq

Impianti appesi = 0,20 KN/mq

Totale permanenti = 1.30 KN/mq

4.3 Carichi accidentali impalcati

Nel seguito vengono indicati a seconda della destinazione d'uso i carichi accidentali previsti in progetto.

<i>Uffici / Ristorante</i>	= 3.00 KN/mq
<i>Negozi</i>	= 4.00 KN/mq
<i>Albergo</i>	= 2.00 KN/mq
<i>Area Fitness / SPA</i>	= 5.00 KN/mq
<i>Piscina</i>	= 13.00 KN/mq
<i>Sale Convegni</i>	= 5.00 KN/mq
<i>Aree comuni centro commerciale</i>	= 5.00 KN/mq
<i>Locali Tecnici</i>	= 6.00 / 10.00 KN/mq
<i>Scale comuni</i>	= 4.00 KN/mq

4.4 Carico da neve

Nell'ambito del DM 14.01.2008 (1) il sito in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

zona geografica	2
quota (m) s.l.m.	+3.00 m

q_{sk} (valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni)	1.00 KN/m ²
μ_i (coefficiente di forma della copertura)	0.8
C_E (coefficiente di esposizione)	1
C_T (coefficiente termico)	1

Il carico ottenuto in copertura viene quindi assunto pari a :

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T = 0.80 \text{ KN/m}^2 \quad (4.1)$$

4.5 Carico da vento

Nell'ambito del DM 14.01.2008 (1) il sito in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

<i>zona geografica</i>	8 (TS)
<i>quota (m) s.l.m. del sito</i>	+3.00
<i>categoria di esposizione</i>	IV
K_r	0.22
Z_0	0.30 m
Z_{min}	8.0 m
<i>classe di rugosità</i>	B
V_b	30 m/s
a_0	1500 m

$$q_b = \frac{\rho \cdot V_b^2}{2} = 0.560 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2)$$

$$C_e(Z) = K_r^2 C_t \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \left[7 + C_t \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)\right] \text{ per } Z \geq Z_{min} \quad (4.3)$$

$C_{e(Z=Z_{min}=8.0m)}$	1.63
$C_{p\text{sopravento}}$	0.80
$C_{p\text{sottovento}}$	-0.40
C_d	1.00

La pressione del vento ottenuta in corrispondenza di ogni quota risulta pari ai valori riportati nella tabella seguente (tabella 4.1):

$$q = q_b C_e C_p C_d \quad (4.4)$$

QUOTA	C _e	q _{SOPRAVENTO} [KN/m ²]	q _{SOTTOVENTO} [KN/m ²]
0	1,63	0,73	-0,37
8.00	1,63	0,73	-0,37
25.00	2,44	1,10	-0,55

Tabella 4.1: pressione del vento al variare della quota

4.6 Carico sismico

Lo spettro di risposta viene definito secondo i seguenti parametri, dettati dal DM 14.01.2008:

Coordinate comune di Trieste: 45.66°N / 13.77° E

Classe d'uso della struttura: III

Vita nominale: V_N = 50 anni

Coefficiente d'uso: C_U = 1.50

Periodo di riferimento per la costruzione: V_R = V_N C_U = 75 anni

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

I valori dei parametri dello spettro per gli stati limite per l'analisi sismica sono qui di seguito riportati in tabella 4.2.

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀	T ^{*c} [s]
SLO	45	0,041	2,575	0,229
SLD	75	0,052	2,581	0,253
SLV	712	0,131	2,542	0,332
SLC	1462	0,165	2,586	0,345

Tabella 4.2: valori dei parametri dello spettro

4.6.1 Fattore di struttura

Per la determinazione delle azioni sismiche in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite ultimi al fine del progetto o della verifica di una struttura, il fattore di struttura (q) è un fattore di riduzione che permette di ottenere gli spettri di progetto (riferiti ad un oscillatore elementare a comportamento anelastico) da quelli degli spettri di risposta elastici (riferiti ad un oscillatore elementare a comportamento elastico lineare).

Si procede secondo quanto riportato al paragrafo C7.8.1.2 della circolare alle NTC, relativo alle costruzioni in muratura esistenti.

$q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ (Edifici regolari in altezza);

$q = 1,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ (Edifici non regolari in altezza)

$\alpha_u / \alpha_1 = 1,8$ (costruzioni in muratura ordinaria a 2 o più piani).

Nel caso in esame, quindi:

$$q = 1,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,5 \cdot 1,8 = 2,7 \quad (4.5)$$

In figura 4.3 si fornisce lo spettro di progetto in riferimento alla struttura in esame.

strutture in muratura "non protette" $\Delta T = \pm 15^\circ \text{C}$
(Facciate esterne e tutte le murature del deposito delle autocorriere)

strutture in muratura "protette" $\Delta T = \pm 10^\circ \text{C}$
(La restante parte delle murature)

4.8 Combinazioni di carico

Le verifiche vengono condotte per tutti gli elementi secondo il metodo degli stati limite, considerando le seguenti combinazioni di carico previste dalle NTC.

- *Combinazione di carico fondamentale, utilizzata per le verifiche (SLU):*

$$F_d = \gamma_g \cdot G_K + \gamma_p \cdot P_K + \gamma_q \cdot (Q_{1K} + \sum_{i=1}^n (\Psi_{0i} \cdot Q_{iK})) \quad (4.6)$$

Dove i fattori moltiplicativi γ da utilizzare per la verifica di resistenza delle strutture sono pari a:

$\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 1.0$;

- *Combinazione di carico "sismica":*

$$F_d = G_K + P_K + E_K + \sum_{i=1}^n (\Psi_{2i} \cdot Q_{iK}) \quad (4.7)$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + P_K + E_K + \sum_{i=1}^n (\Psi_{2i} \cdot Q_{iK}) \quad (4.8)$$

- Combinazione di carico "rara" utilizzata per le verifiche (SLE):

(4.9)

- Combinazione di carico "frequente" utilizzata per le verifiche (SLE):

(4.10)

- Combinazione di carico "quasi permanente" utilizzata per verifiche (SLE):

(4.11)

I coefficienti ψ dipendono dalla destinazione d'uso del locale o dalla natura dell'azione variabile, e sono indicati nella tabella seguente (tabella 4.4) tratta dalla tabella 2.5.I delle NTC:

Categoria / Azione Variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A – Residenziale / Albergo	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria F – Rimesse e Parcheggi	0,7	0,7	0,6
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve	0,5	0,2	0,0
Variazioni Termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4.4: valori dei coefficienti di combinazione.

Qui di seguito si riportano le combinazioni di carico, in forma di tabelle, sia per le verifiche statiche (tabelle 4.5 e 4.6) che per le verifiche sismiche (tabella 4.7).

	SLU – A							
	SLU 01	SLU 02	SLU 03	SLU 04	SLU 05	SLU 06	SLU 07	SLU 08
P. Proprio	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Volte	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Catena "Arco"	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso Solai	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Permanenti	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Accidentali	1.50	1.05	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.05
Vento	0.90	1.50	0.90	0.90	0.90	1.50	0.90	0.90
Termico	+0.90	+0.90	+1.50	+0.90	-0.90	-0.90	-1.50	-0.90
Neve	0.75	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	1.50

Tabella 4.5: coefficienti per la combinazione di carico di tipo A (verifiche statiche)

	SLU – B							
	SLU 09	SLU 10	SLU 11	SLU 12	SLU 13	SLU 14	SLU 15	SLU 16
P. Proprio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Volte	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Catena "Arco"	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso Solai	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Accidentali	1.50	1.05	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.05
Vento	0.90	1.50	0.90	0.90	0.90	1.50	0.90	0.90
Termico	+0.90	+0.90	+1.50	+0.90	-0.90	-0.90	-1.50	-0.90
Neve	0.75	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	0.75	1.50

Tabella 4.6: coefficienti per la combinazione di carico di tipo B (verifiche statiche)

	ANALISI MODALE		PUSH - OVER
	SLS 01	SLS 02	
P. Proprio	1.00	1.00	1.00
Volte	1.00	1.00	1.00
Catena "Arco"	1.00	1.00	1.00
Peso Solai	1.00	1.00	1.00
Permanenti	1.00	1.00	1.00
Accidentali	0.60	0.60	0.60
Vento	0.00	0.00	0.00
Termico	0.00	0.00	0.00
Neve	0.00	0.00	0.00
Sisma X	1.00	0.30	0.00
Sisma Y	0.30	1.00	1.00

Tabella 4.7: combinazioni di carico per Verifiche sismiche

5 VERIFICA STRUTTURE MURARIE

5.1 Verifica murature esistenti

5.1.1 *Definizione delle sezioni di verifica*

Anche se l'intervento non riguarda l'intero complesso, ai sensi di quanto specificato al punto 8.7.1 delle NTC e al punto C8A.3 delle Istruzioni CNR-DT 200/2004 viene individuata dai progettisti l'Unità Strutturale oggetto della modellazione.

Dai documenti storici si evince che i primi 43 m dell'edificio di testata non appartengono al nucleo originario dell'edificio ma sono di realizzazione successiva, tesi confermata anche dalle dimensioni in pianta rilevate dei maschi murari che sono molto diverse da quelle presenti nel resto dell'edificio.

Queste considerazioni, unite al fatto che proprio in quella parte la struttura interna in muratura è stata completamente sostituita da strutture prefabbricate in c.a., ha fatto ritenere logico ed opportuno, da parte dei progettisti, considerare come una singola unità strutturale, l'intera porzione di muratura storica pari a circa 28.5x322m, tra gli allineamenti "1" e "50".

La parte considerata, quindi, va al di là dell'area soggetta al recupero in oggetto, comprendendo anche le campate al di sopra del "mercato slavo" e facenti parte del parcheggio multipiano, ma non prende in considerazione i primi 43 m dell'edificio di testata, considerati a sé stanti.

In figura 5.1 è rappresentata una pianta schematica dell'unità strutturale, utile ai fini della modellazione e dell'individuazione delle sezioni da verificare.

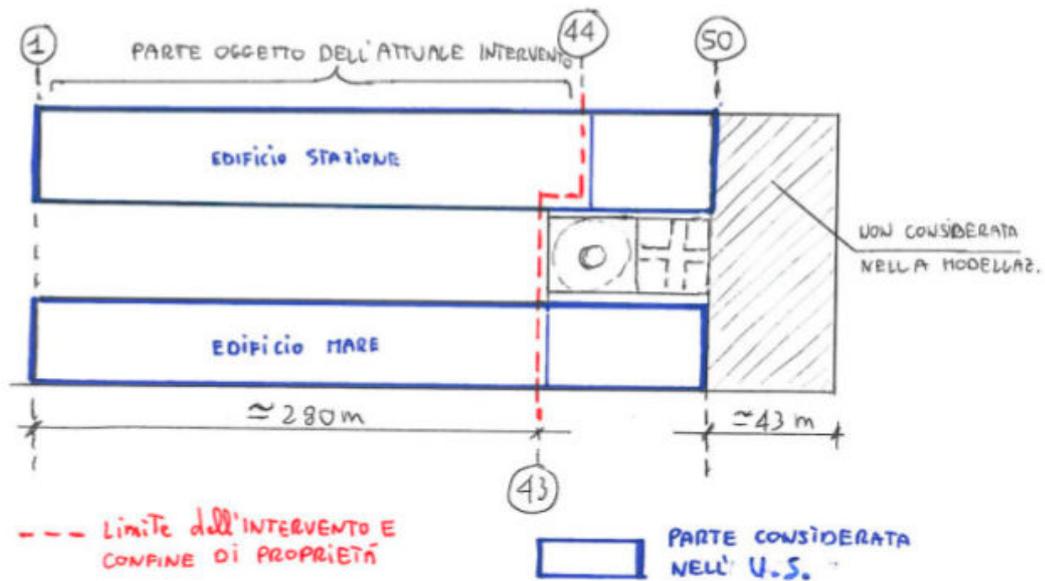


Figura 5.1: pianta schematica dell'unità strutturale e limiti dell'intervento.

Come già accennato, le strutture murarie delle due "maniche" dell'edificio (lato "mare" e lato "stazione") sono del tutto analoghe tra loro in termini di comportamento strutturale globale, tuttavia esse non sono del tutto identiche, ma presentano alcune differenze che possono modificare, almeno localmente, il comportamento delle strutture e che quindi non è possibile trascurare.

In particolare gli edifici presentano:

- destinazioni d'uso, e quindi, carichi leggermente diversi tra loro;
- diversa estensione in pianta dell'impalcato di piano terzo;
- presenza del carico della piscina nell'edificio lato stazione;
- diversa disposizione dei controventi trasversali aggiuntivi;
- diversa estensione in pianta del piano secondo che in particolare, nell'edificio lato "mare", si presenta con una soluzione di continuità tra gli allineamenti "15" e "18" che, per motivi architettonici, non può essere ripristinata con elementi metallici.

Per queste ragioni è stato necessario procedere alla modellazione di entrambi gli edifici pur sapendo che le sollecitazioni in termini globali tra i due manufatti saranno del tutto confrontabili tra loro.

Negli schemi e nelle tabelle seguenti vengono riportate per entrambi gli edifici, lato stazione e lato mare, tutte le sezioni murarie che vengono sottoposte a verifica.

Tipicamente ogni sezione verificata viene identificata da un nome composto dal filo numerico a cui appartiene ed un codice alfanumerico (da M01 a M12 per i maschi murari e da A01 a A06 per gli archi trasversali) che ne individua la posizione all'interno della sezione trasversale.

Si veda a tal proposito la figura 5.2.

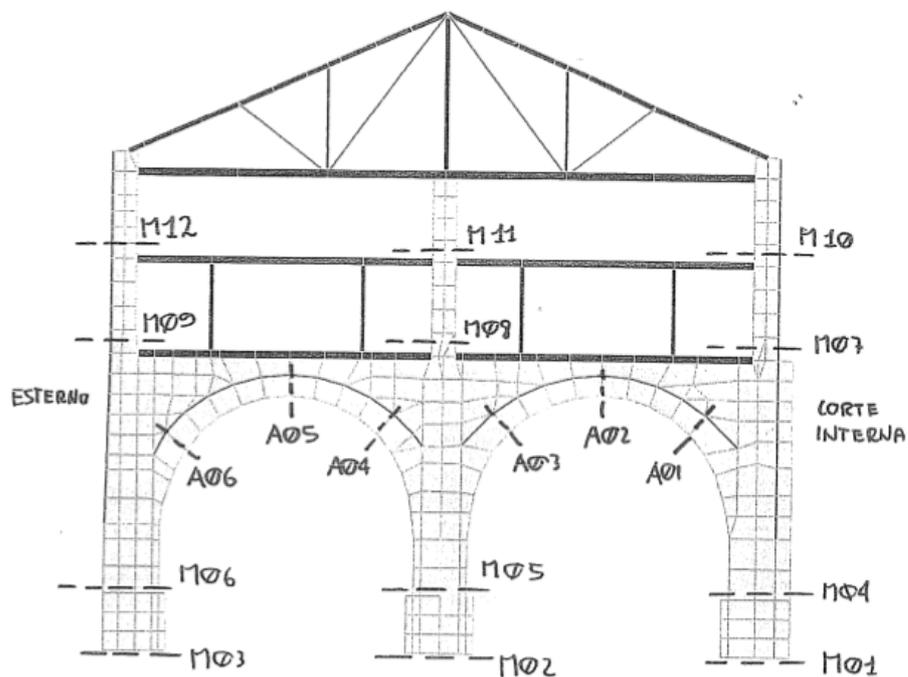


Figura 5.2: sezione trasversale tipica con individuazione delle sezioni di verifica.

Le 12 posizioni scelte per i maschi murari e le 6 per gli archi trasversali sono quelle risultate più significative per le verifiche.

Le sezioni denominate SL01 SL02 ecc... individuano invece la posizione dei setti in muratura longitudinali esistenti tra piano terra e piano primo, e che sono tutti quanti sottoposti a verifica.

Sono omesse le verifiche delle sezioni in muratura interessate dalla presenza dei setti di controvento in c.a.

Si noti che nel manufatto in oggetto, i maschi murari non hanno in pianta una forma rettangolare, ma hanno, a causa della presenza delle lesene murarie di irrigidimento, una sezione a "croce".

Nella determinazione della snellezza delle murature e nelle verifiche si è perciò considerata una sezione rettangolare equivalente, con un'area pari all'area effettiva del maschio, e con un rapporto tra i lati pari al rapporto delle dimensioni massime della sezione effettiva.

$$L_{xeq} = \left[\left(\frac{A_{eff}}{(a \cdot b)^{1/2}} \right) \right] \cdot a \quad (5.1)$$

$$L_{yeq} = \left[\left(\frac{A_{eff}}{(a \cdot b)^{1/2}} \right) \right] \cdot b \quad (5.2)$$

dove:

A_{eff} = Area effettiva della sezione;

a = ingombro massimo della sezione in direzione X;

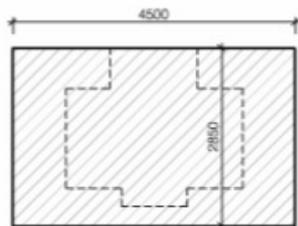
b = ingombro massimo della sezione in direzione Y;

Nelle figure seguenti per ogni maschio murario vengono specificati la posizione delle sezioni di verifica all'interno della sezione trasversale dell'edificio ed i valori di A_{eff} , L_x , L_y di ciascuna sezione utilizzati nelle verifiche.

In particolare in figura 5.3 si distinguono i tre livelli rispettivamente di fondazione, di spiccato da piano terra e di spiccato da piano primo.

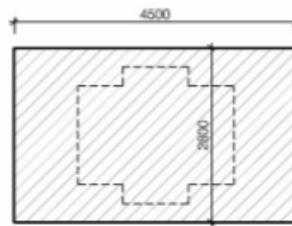
LIVELLO - FONDAZIONE

Facciata corte Interna (M01)



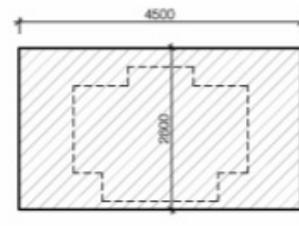
Area = 11.400 mq
Lx eq = 4.000 m
Ly eq = 2.850 m

Muro di Spina (M02)



Area = 11.200 mq
Lx eq = 4.000 m
Ly eq = 2.800 m

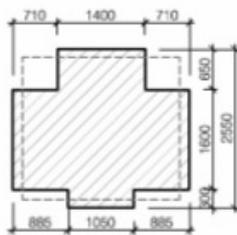
Facciata Esterna (M03)



Area = 10.400 mq
Lx eq = 4.000 m
Ly eq = 2.450 m

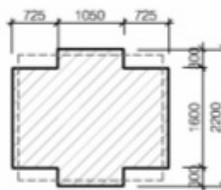
LIVELLO - Spiccato Piano Terra

Facciata corte Interna (M04)



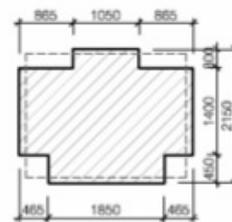
Area = 5.737 mq
Lx eq = 2.519 m
Ly eq = 2.278 m

Muro di Spina (M05)



Area = 4.630 mq
Lx eq = 2.294 m
Ly eq = 2.019 m

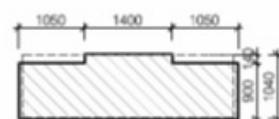
Facciata Esterna (M06)



Area = 5.040 mq
Lx eq = 2.553 m
Ly eq = 1.975 m

LIVELLO - Spiccato Piano Primo

Facciata corte Interna (M07-M10)



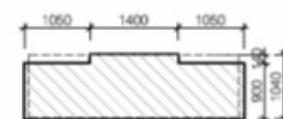
Area = 3.346 mq
Lx eq = 3.356m
Ly eq = 0.997 m

Muro di Spina (M08-M11)



Area = 1.568 mq
Lx eq = 1.600 m
Ly eq = 0.980 m

Facciata Esterna (M09-M12)



Area = 3.346 mq
Lx eq = 3.356m
Ly eq = 0.997 m

Figura 5.3: posizione delle sezioni di verifica e valori significativi delle dimensioni in gioco nelle verifiche.

5.1.2 Verifiche per carichi statici

Le verifiche strutturali delle murature per carichi statici vengono condotte secondo quanto specificato al punto 4.5.6.2 delle NTC e al punto C4.5.6.2 delle "Istruzioni".

La verifica a presso-flessione per carichi statici viene quindi svolta imponendo che:

$$N_d \leq \Phi_x \Phi_y L_x L_y \quad (5.3)$$

dove:

N_d = Forza assiale di progetto;

L_x, L_y = Dimensioni in pianta della parete muraria;

Φ_x, Φ_y = Coefficienti riduttivi dipendenti dall'eccentricità dell'azione assiale e dalla snellezza della parete muraria nella direzione considerata.

I coefficienti Φ_x, Φ_y vengono ricavati per interpolazione dalla tabella 4.5.III delle NTC sotto riportata (tabella 5.4).

Valori dei coefficienti Φ					
Snellezza λ $\lambda = H_0 / t$	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$ ($m \leq 2.00$)				
	0	0.50	1.00	1.50	2.00
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	/
20	0.53	0.36	0.23	/	/

Tabella 5.4: valori del coefficiente Φ .

Dove:

t = dimensione della parete nella direzione considerata;

H_0 = altezza libera della parete nella direzione considerata,

e = eccentricità dell'azione assiale nella direzione considerata;

$H_0 = H \rho$ dove ρ è il fattore di vincolo laterale.

Nella tabella 5.5 si riporta invece il valore di snellezza utilizzato nelle verifiche per ogni maschio murario verificato.

	Altezza H_0 (m) snellezza λ	H (m)	Facciata corte interna				Muro di Spina				Facciata Esterna			
			Dir. X		Dir Y		Dir. X		Dir Y		Dir. X		Dir Y	
			Ho	λ	Ho	λ	Ho	λ	Ho	λ	Ho	λ	Ho	λ
INTERPIANO	P.T. – P1	8.40	6.13	2.20	/ (**)	0.0	6.13	2.90	/ (**)	0.0	6.13	2.60	/ (**)	0.0
	P1 – P2	3.65	3.65	1.09	3.65	3.66	3.65	2.28	3.65	3.72	3.65	1.09	3.65	3.66
	P2 – P3	4.50	4.50	1.35	4.50	4.51	4.50	2.81	4.50	4.59	4.50	1.35	4.50	4.51
	P1 – P3 (*)	8.50	8.50	2.54	8.50	8.53	8.50	5.31	8.50	8.67	8.50	2.54	8.50	8.53

(*) Casi in cui il secondo piano non è presente

(**) Trasversalmente è stata considerata una snellezza pari a 0.0 a causa della presenza degli archi trasversali.

Tabella 5.5: valori della snellezza utilizzati nelle verifiche.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio si segue quanto previsto dalle Istruzioni CNR-DT 200 al paragrafo C8.7.1.5.

Nelle due direzioni il valore di taglio resistente è pari a:

$$V_{RD,x} = L_x \cdot L_y \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b_x} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}} \quad (5.4)$$

$$V_{RD,y} = L_x \cdot L_y \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}} \quad (5.5)$$

con:

$$\sigma_0 = N_d / (L_x \cdot L_y);$$

$$b_x = h / L_x \text{ con le limitazioni: } 1.00 \leq b_x \leq 1.50;$$

$$b_y = h / L_y \text{ con le limitazioni: } 1.00 \leq b_y \leq 1.50;$$

5.1.3 Verifiche per carico sismico

Le verifiche strutturali delle murature per carichi sismici vengono condotte secondo quanto specificato al punto 7.8.2.2.1 e 7.8.2.2.3 delle NTC.

Nei paragrafi 7.8.2.2.1 e 7.8.2.2.3 il momento ultimo di collasso di una sezione in muratura viene calcolato in entrambe le direzioni con le seguenti ipotesi:

- Diagramma delle compressioni rettangolare;
- Resistenza a trazione della muratura trascurabile;
- Valore massimo della resistenza a compressione pari a $0,85 f_d$.

Nel nostro caso abbiamo quasi sempre nelle sezioni di verifica una pressoflessione deviata e quindi la sezione risulta verificata se:

$$\sigma = \frac{P}{(L_x - 2e_x) \cdot (L_y - 2e_y)} \leq 0,85 f_d \quad (5.6)$$

$$\text{con } P \geq 0; e_x \leq \frac{L_x}{2}; e_y \leq \frac{L_y}{2}$$

dove:

P = Azione assiale (positiva se di compressione);

L_x, L_y = dimensioni in pianta della sezione muraria;

$e_x = M_{yd} / P$ (eccentricità del carico in direzione x);

$e_y = M_{xd} / P$ (eccentricità del carico in direzione y);

La formulazione utilizzata è analiticamente identica a quella proposta al punto 7.8.2.2.1 delle NTC 2008.

Analogamente a quanto visto per le combinazioni di carico statiche, per quanto riguarda le verifiche a taglio si segue quanto previsto dalle "Istruzioni" al paragrafo C.8.7.1.5, nelle due direzioni il valore del taglio resistente è pari a:

$$V_{RD,x} = L_x \cdot L_y \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b_x} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}} \quad (5.7)$$

$$V_{RD,y} = L_x \cdot L_y \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}} \quad (5.8)$$

con:

$$\sigma_0 = N_d / (L_x \cdot L_y);$$

$$b_x = h / L_x \text{ con le limitazioni: } 1.00 \leq b_x \leq 1.50;$$

$$b_y = h / L_y \text{ con le limitazioni: } 1.00 \leq b_y \leq 1.50;$$

Le verifiche di ogni sezione a presso-flessione e a taglio, sia per carichi statici che per carichi sismici, sono state svolte dai progettisti in forma tabellare.

La lettura delle tabelle suddette ha consentito l'individuazione delle sezioni non verificate e che quindi necessitano di un apposito rinforzo.

5.2 Verifica delle sezioni in muratura rinforzate

Le sezioni che risultano non verificate a presso-flessione e a taglio vengono rinforzate con fibre di vetro in resina epossidica secondo le procedure e i modi esposti al paragrafo 3.2 della presente relazione.

In particolare i maschi murari di spina al sopra del piano primo (sezioni M08 e M11) necessitano di un rinforzo a flessione.

Nonostante essi non siano verificati solo in corrispondenza di alcuni fili, appare ragionevole ed in accordo con quanto prescritto dalle Norme a riguardo dell'uniformità degli interventi, estendere il rinforzo a tutti i maschi murari.

In particolare i progettisti hanno previsto, per la sezione di spiccato da piano primo (M08), l'utilizzo di 6+6 barre in fibra di vetro di 12 mm di diametro ciascuna disposte parallelamente all'asse X, e 4+4 barre disposte parallelamente all'asse Y.

Per la sezione di spiccato da piano secondo (M11) si è previsto invece l'utilizzo di 4+4 barre in fibra di vetro di 10 mm di diametro ciascuna disposte parallelamente all'asse X, e 4+4 barre disposte parallelamente all'asse Y.

Per l'esecuzione delle verifiche si segue quanto indicato dalle "linee guida" approvate dall'Assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP il 24 luglio 2009.

Le ipotesi base per la verifica sono:

- 1) conservazione delle sezioni piane fino a rottura, in modo che il diagramma delle deformazioni normali sia lineare;
- 2) perfetta aderenza tra i materiali componenti (FRP-muratura);
- 3) incapacità della muratura di resistere a sforzi di trazione;
- 4) legame costitutivo del composito fibrorinforzato elastico-lineare fino a rottura;

Le ipotesi alla base congiuntamente alla definizione dei legami costitutivi per i materiali consentono di costruire i domini di interazione M-N necessari per effettuare le verifiche a pressoflessione.

5.2.1 Legami costitutivi adottati

La muratura è caratterizzata da comportamento non isotropo e non lineare anche per valori ridotti delle deformazioni.

Il legame tensione-deformazione può variare in modo più che significativo da muratura a muratura in funzione della composizione della stessa, ovvero della tipologia e dell'aggregazione degli elementi resistenti artificiali o naturali e della tipologia della malta di allettamento.

Sottoposto a prove di carico monoassiali, il materiale muratura presenta un comportamento fragile a trazione contraddistinto da valori della resistenza di gran lunga inferiori a quelli della resistenza a compressione.

Un'ipotesi di lavoro largamente accettata è quella di considerare nulla la resistenza a trazione della muratura; tale ipotesi è confortata, soprattutto per gli edifici esistenti (antichi e monumentali), dall'aleatorietà della resistenza a trazione e dal suo progressivo decadimento nel tempo.

Per quanto riguarda il comportamento a compressione, le esperienze di laboratorio dimostrano che, nella sua forma più completa, il legame costitutivo della muratura è:

- sostanzialmente lineare per bassi valori della contrazione;
- non lineare crescente fino ad un valore di picco della tensione di compressione;
- non lineare decrescente, con un ramo (*softening*) lungo il quale la resistenza del materiale decresce più o meno rapidamente in funzione della tipologia della muratura.

Il comportamento a compressione dipende inoltre dal confinamento trasversale della muratura: incrementando la compressione trasversale si

ottiene un miglioramento della resistenza e della duttilità a compressione del materiale.

Tale aspetto verrà trattato approfonditamente nel capitolo 6.

Nella maggior parte delle applicazioni ingegneristiche, il comportamento della muratura, per stati tensionali monoassiali, può essere schematizzato più semplicemente come di seguito specificato:

- trazione: resistenza nulla;
- compressione: comportamento lineare con coefficiente angolare pari al modulo di elasticità normale secante della muratura fino alla resistenza di progetto, f_{md} , cui compete il valore ε_m della deformazione; tensione costante, pari a f_{md} , per deformazioni comprese nell'intervallo $\varepsilon_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$; tensione nulla per deformazioni maggiori di ε_{mu} (legame triangolo-rettangolo).

Per completezza si considera anche il legame parabola-rettangolo per la muratura per meglio evidenziare l'influenza del legame costitutivo sulla forma dei domini di interazione M-N e sul diagramma Momento-Curvatura. Per quanto riguarda i materiali compositi fibrorinforzati, essi sono caratterizzati da comportamento non isotropo.

Sollecitati a trazione in un'assegnata direzione, ad esempio quella delle fibre, essi esibiscono una risposta lineare fino alla tensione di rottura, il cui valore caratteristico è f_{fk} .

La massima deformazione di progetto consentita dal rinforzo di FRP è:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd} \right\} \quad (5.9)$$

dove ε_{fk} è la deformazione caratteristica a rottura del composito fibrorinforzato e ε_{fdd} è la deformazione massima nell'FRP all'atto della decoesione incipiente del rinforzo dalla muratura.

Nel caso in esame il secondo termine viene trascurato in quanto la delaminazione intermedia del rinforzo è scongiurata dalla presenza dei vincoli meccanici tra il rinforzo in FRP e la muratura, per cui dalla (5.9) si ha:

$$\varepsilon_{fd} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} \quad (5.10)$$

Seguendo quanto previsto al punto 2.4 delle "Linee guida" si assume:

- $\eta_a = 0.50$ (ambiente aggressivo su fibre di vetro);
- $\gamma_f = 1.25$ (coefficiente parziale materiale FRP per rottura);

da cui dalla (5.10):

$$\varepsilon_{fd} = \eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} = 0.50 \cdot \frac{3\%}{1.25} = 1.2\%$$

I legami costitutivi adottati per la muratura sono del tipo riportato in figura 5.6.

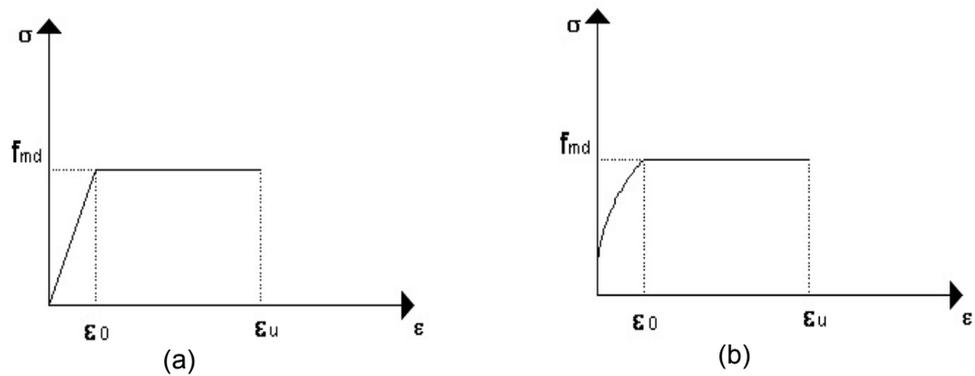


Figura 5.6: Legami costitutivi adottati per la muratura; (a) legame triangolo rettangolo; (b) parabola rettangolo.

I valori di ε_0 , ε_u ed f_{md} variano a seconda che si conducano verifiche statiche o verifiche sismiche.

Nel caso statico per entrambi i legami considerati si avrà:

$$\varepsilon_0 = 0,287\%;$$

$$\varepsilon_u = 0,717\%;$$

$$f_{md} = 1,15 \text{ Mpa.}$$

Per il caso sismico le grandezze suddette assumono invece i seguenti valori:

$$\varepsilon_0 = 0,43\%;$$

$$\varepsilon_u = 1,08\%;$$

$$f_{md} = 1,73 \text{ Mpa.}$$

La differenza sostanziale tra i due legami risiede nel calcolo delle risultanti a compressione della muratura.

In particolare in figura 5.7 si riporta una sezione schematica in cui si fornisce l'andamento delle tensioni a seconda del tipo di legame adottato.

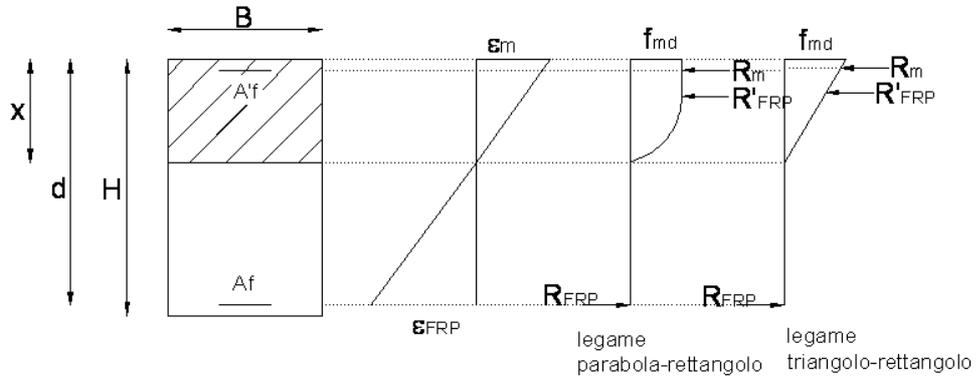


Figura 5.7: Andamento delle deformazioni e delle tensioni in una sezione doppiamente armata.

Per quanto riguarda il legame di tipo triangolo rettangolo, la risultante può essere così calcolata:

$$(5.11)$$

con:

b = larghezza della sezione;

x = posizione dell'asse neutro;

$$\sigma_m = E_m \varepsilon_m \text{ per } \varepsilon_m < \varepsilon_0;$$

$$\sigma_m = f_{md} \text{ per } \varepsilon_0 < \varepsilon_m < \varepsilon_u.$$

Tale risultante è applicata ad $1/3 x$ (distanza rispetto al lembo maggiormente compresso).

Per il legame di tipo parabola rettangolo si ha invece:

$$R_m = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{md} \quad (5.12)$$

Essa risulta applicata ad una distanza pari a χx dal lembo maggiormente compresso, con x posizione dell'asse neutro.

Per il calcolo delle costanti ψ e χ si faccia riferimento alla figura 5.8 e alla tabella 5.9.

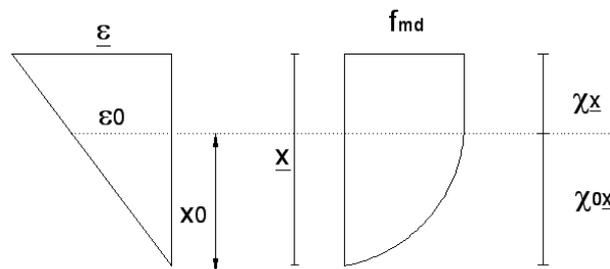


Figura 5.8: Schematizzazione dell'andamento tensionale e deformativo nella sezione per il legame parabola rettangolo.

Parametri	$\underline{x} \leq x_0; (0 \leq \underline{\epsilon} \leq \epsilon_0)$	$\underline{x} > x_0; (\epsilon_0 \leq \underline{\epsilon} \leq \epsilon_u)$
ψ	$\underline{\epsilon}/\epsilon_0 (1-1/3 \underline{\epsilon}/\epsilon_0)$	$1-1/3 \underline{\epsilon}/\epsilon_0$
$\chi_0, (\chi = 1-\chi_0)$	$(2/3-1/4 \underline{\epsilon}/\epsilon_0) / (1-1/3 \underline{\epsilon}/\epsilon_0)$	$1/2[1-1/6(\epsilon_0/\underline{\epsilon})^2]/(1-1/3\epsilon_0/\underline{\epsilon})$

Tabella 5.9: Parametri per il calcolo della risultante e della sua posizione nel caso di legame parabola rettangolo.

5.2.2 *Verifica a pressoflessione: Domini di interazione M-N*

Note le ipotesi base ed i valori limite in termini di sforzi e di deformazione dei materiali si costruiscono i domini di rottura della sezione rinforzata in modo del tutto analogo a quanto avviene per una sezione in calcestruzzo armato, facendo variare il diagramma lineare delle deformazioni tra i vari estremi ammissibili e ricavandone in ogni punto il valore dell'azione assiale e del momento flettente corrispondente.

La sezione è verificata se il punto corrispondente alle sollecitazioni di progetto ricade all'interno del diagramma di rottura.

In quanto segue si riportano, per entrambi gli edifici, le sollecitazioni in corrispondenza dei maschi murari non verificati, in particolare delle sezioni M08 e M11, ed i domini di rottura delle sezioni originarie e di quelle fibrorinforzate, in modo da poter fornire un confronto anche visivo dell'efficacia dell'intervento in termini di incremento di resistenza.

I domini in oggetto sono stati calcolati secondo quanto esposto al paragrafo precedente, sia sotto l'azione dei carichi statici che sotto l'azione dei carichi sismici.

In particolare tali domini si differenziano per il tipo di legame adottato per la muratura.

Sezione M08

Per la sezione M08 vengono riportate, in ordine, le caratteristiche geometriche (tabella 5.10), le caratteristiche meccaniche dei materiali per le verifiche statiche (tabella 5.11) e per le verifiche sismiche (tabella 5.12).

Caratteristiche geometriche della sezione M08	
Base	112 cm
Altezza	174 cm
Altezza utile	170 cm
Armatura inferiore	6,78 cmq
Armatura superiore	6,78 cmq
Copriferro inferiore	4 cm
Copriferro superiore	4 cm

Tabella 5.10: Caratteristiche geometriche della sezione M08.

Caratteristiche meccaniche dei materiali	
Resistenza di calcolo della muratura	1,15 Mpa
Modulo di elasticità della muratura	400 Mpa
Resistenza di calcolo FRP	396 Mpa
Modulo di elasticità FRP	33000 Mpa
Deformazione al limite elastico della muratura	0,287%
Deformazione ultima della muratura	0,717%
Deformazione ultima barre FRP	1,20%

Tabella 5.11: Caratteristiche meccaniche dei materiali nel caso statico.

Caratteristiche meccaniche dei materiali	
Resistenza di calcolo della muratura	1,73 Mpa
Modulo di elasticità della muratura	400 Mpa
Resistenza di calcolo FRP	396 Mpa
Modulo di elasticità FRP	33000 Mpa
Deformazione al limite elastico della muratura	0,4325%
Deformazione ultima della muratura	1,08%
Deformazione ultima barre FRP	1,20%

Tabella 5.12: Caratteristiche meccaniche dei materiali nel caso sismico.

Dalle tabelle precedenti si vede come la differenza sostanziale tra il caso statico e il caso sismico, risiede nel valore della resistenza di progetto a compressione, e di conseguenza variano anche i valori di deformazione, facendo assumere ai domini una forma differente nei due casi.

Per questo motivo è importante fornire questa suddivisione tra caso statico e caso sismico.

Nelle figure che seguono si rappresentano i domini di interazione M-N per la sezioni M08 (rinforzata e non) per entrambi gli edifici, lato mare e lato stazione, sia sotto carichi statici che sotto carichi sismici.

Un ulteriore differenziazione riguarda il tipo di legame costitutivo adottato per la muratura.

Considerando l'elemento privo di rinforzo situato nell'edificio lato mare, avremo i seguenti carichi statici (tabella 5.13):

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	863 kN
MSd 1 =	312 kNm
NSd 2 =	1480 kN
MSd 2 =	312 kNm
NSd 3 =	1529 kN
MSd 3 =	130 kNm
NSd 4 =	1409 kN
MSd 4 =	130 kNm
NSd 5 =	667 kN
MSd 5 =	310 kNm
NSd 6 =	1233 kN
MSd 6 =	310 kNm

Tabella 5.13: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

Sempre per l'elemento privo di rinforzo per l'edificio lato mare, si fornisce un confronto tra i domini costruiti per i due differenti legami adottati.

Rispettivamente le due figure che seguono fanno riferimento al legame di tipo triangolo rettangolo (figura 5.14) e a quello di tipo parabola rettangolo (figura 5.15).

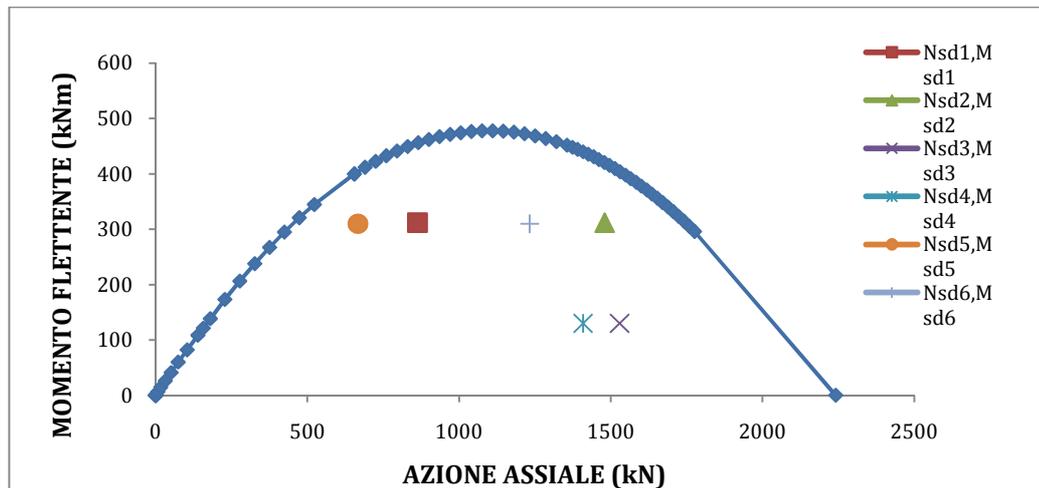


Figura 5.14: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare (CASO STATICO).

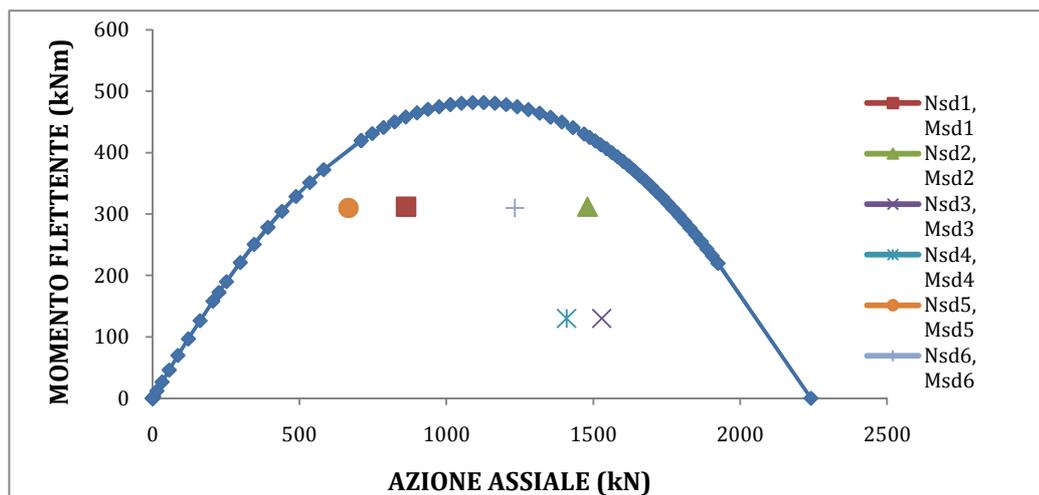


Figura 5.15: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO STATICO).

Per l'edificio situato al lato stazione le sollecitazioni da verificare sono invece riportate in tabella 5.16.

Analogamente a quanto fatto per l'edificio lato mare, le figure 5.17 e 5.18 mostrano i due differenti diagrammi a seconda del legame adottato.

Sollecitazioni da verificare Lato Stazione	
NSd 1 =	775 kN
MSd 1 =	282 kNm
NSd 2 =	1582 kN
MSd 2 =	282 kNm
NSd 3 =	595 kN
MSd 3 =	271 kNm
NSd 4 =	1289 kN
MSd 4 =	271 kNm

Tabella 5.16: Sollecitazioni da verificare (edificio lato stazione).

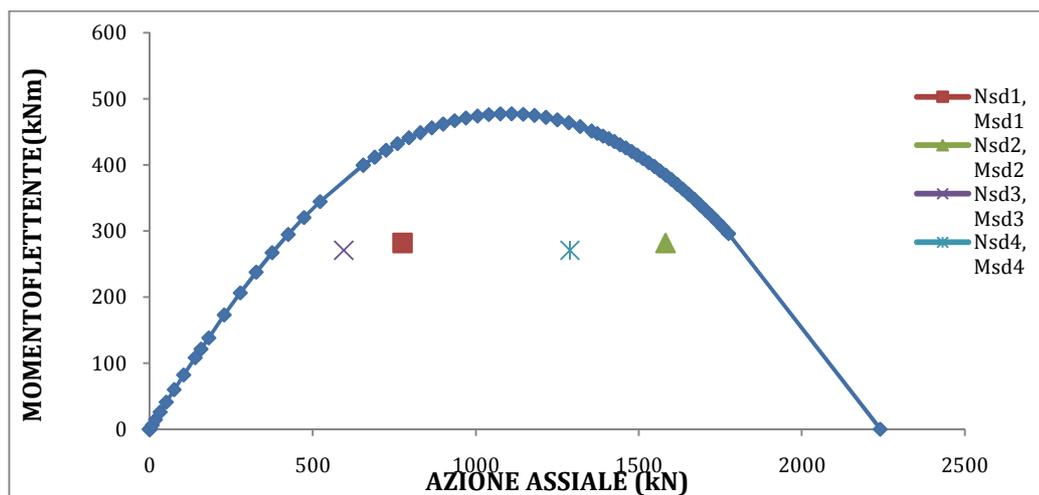


Figura 5.17: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato stazione (CASO STATICO).

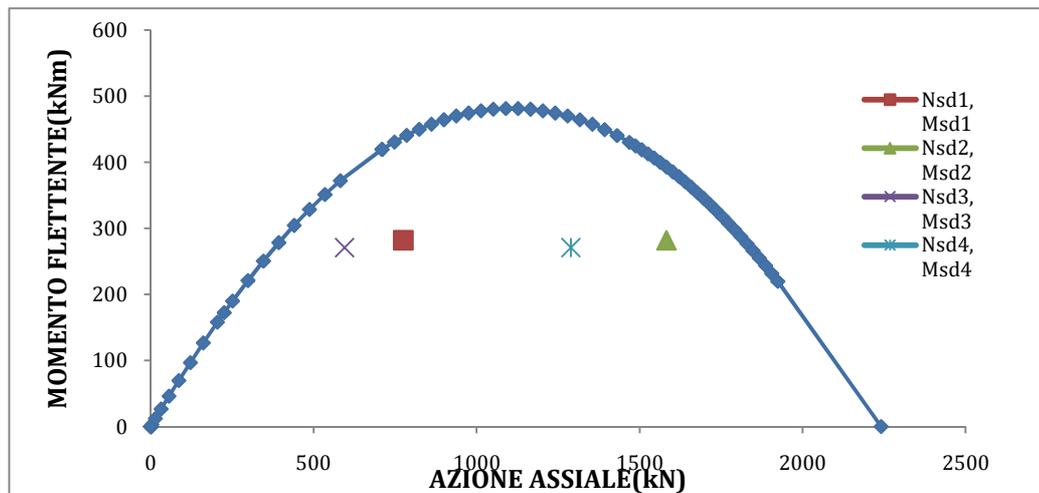


Figura 5.18: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato stazione (CASO STATICO).

Stante la diversità di forma, seppur minima, del dominio a seconda del tipo di legame adottato, nei casi analizzati qui sopra si vede come comunque la sezione M08 risulti verificata anche in caso di assenza di rinforzo per i carichi statici.

Tuttavia, come si vedrà qui di seguito, l'analisi del comportamento della sezione sotto carichi sismici, ha reso necessario un sistema di rinforzo.

In particolare analizzando le figure 5.20, 5.21, 5.23 e 5.24 si vede come la sezione priva di rinforzo non riesca a soddisfare la condizione imposta dai domini di resistenza.

Le sollecitazioni da verificare, nel caso sismico, sono riportate in tabella 5.19 per l'edificio lato mare.

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	557 kN
MSd 1 =	525 kNm
NSd 2 =	1097 kN
MSd 2 =	525 kNm

Tabella 5.19: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

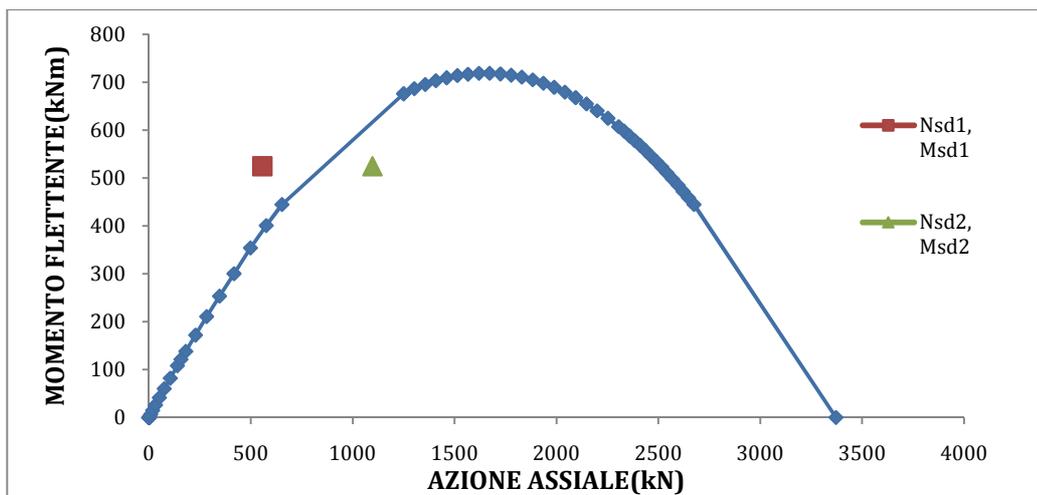


Figura 5.20: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

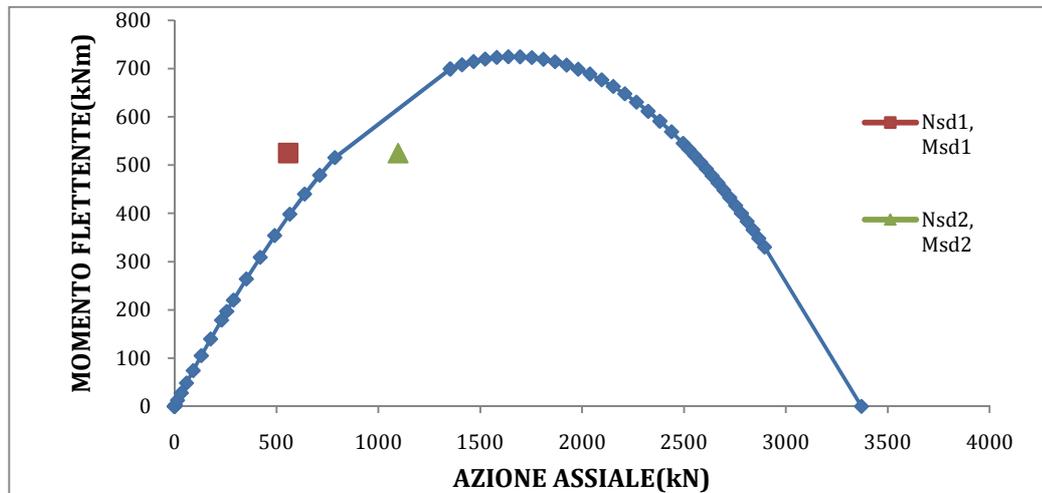


Figura 5.21: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

Le sollecitazioni cui è soggetto l'edificio lato stazione sono riportate in tabella 5.22.

Sollecitazioni da verificare Lato Stazione	
NSd 1 =	522 kN
MSd 1 =	495 kNm
NSd 2 =	1120 kN
MSd 2 =	495 kNm

Tabella 5.22: Sollecitazioni da verificare (edificio lato stazione).

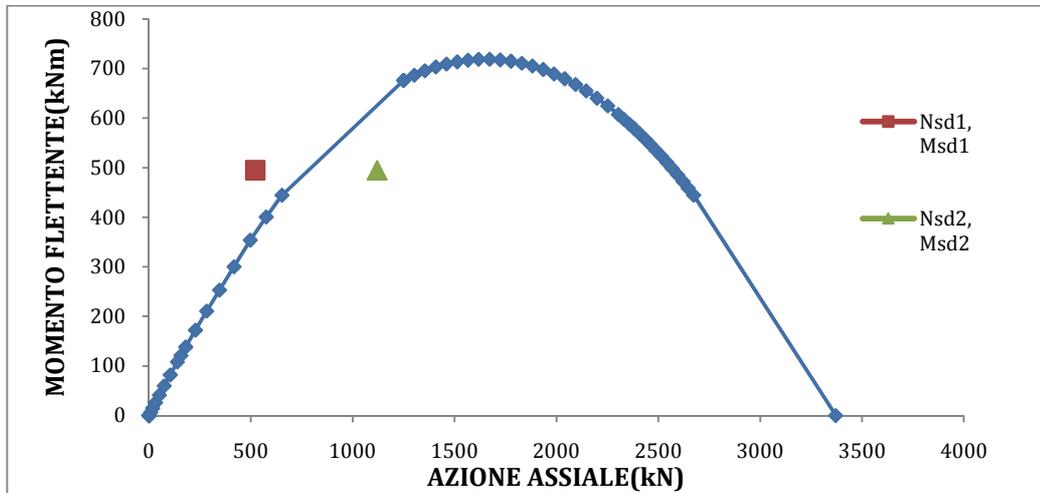


Figura 5.23: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

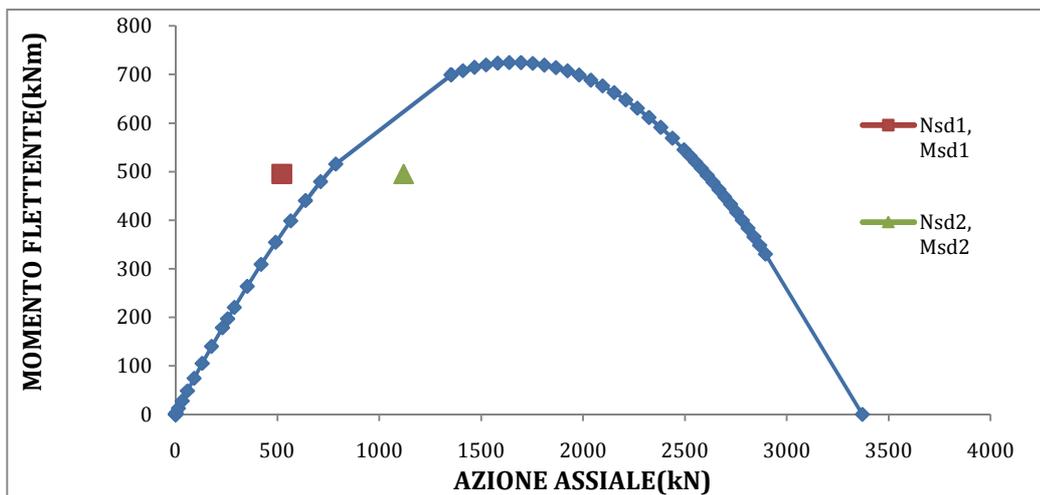


Figura 5.24: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

Dai precedenti diagrammi si evince come, per i carichi sismici, la sezione M08 non risulti verificata sia per l'edificio lato mare che per quello lato stazione.

A tal proposito si sono costruiti i Domini di interazione M-N per l'elemento rinforzato secondo quanto specificato al paragrafo 3.2.

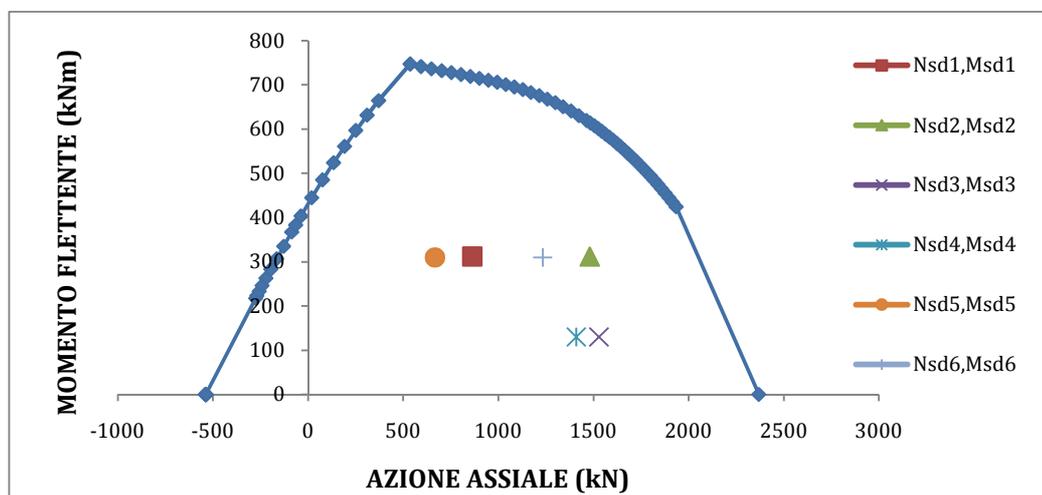


Figura 5.25: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare(CASO STATICO).

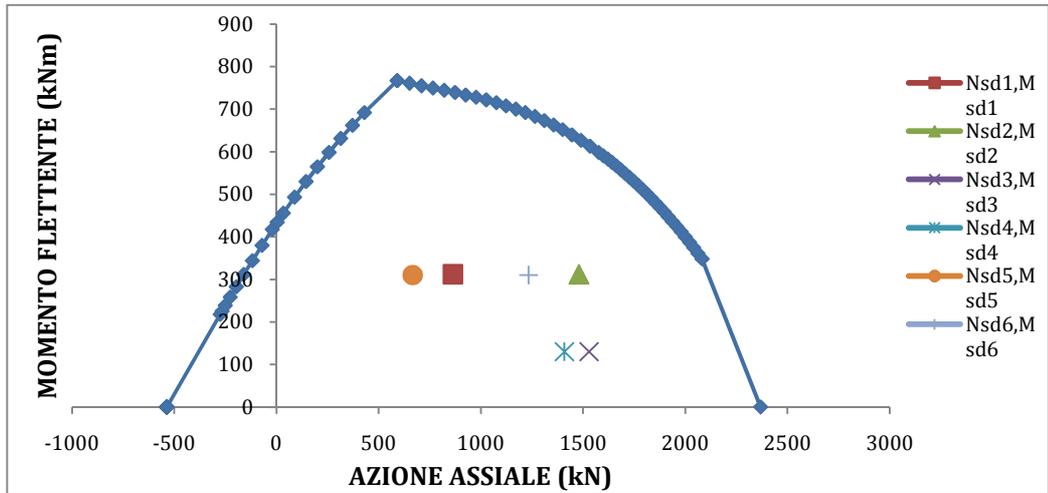


Figura 5.26: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO STATICO).

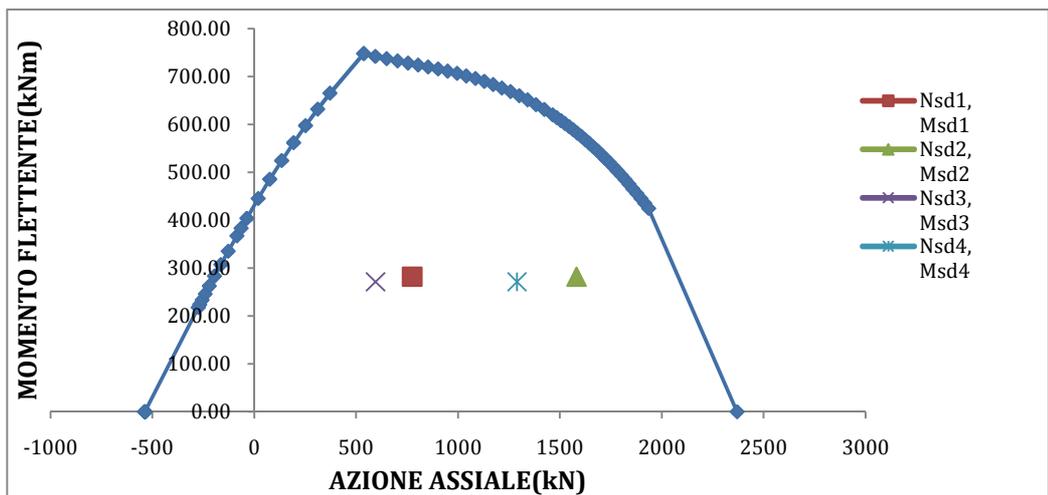


Figura 5.27: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato stazione (CASO STATICO).

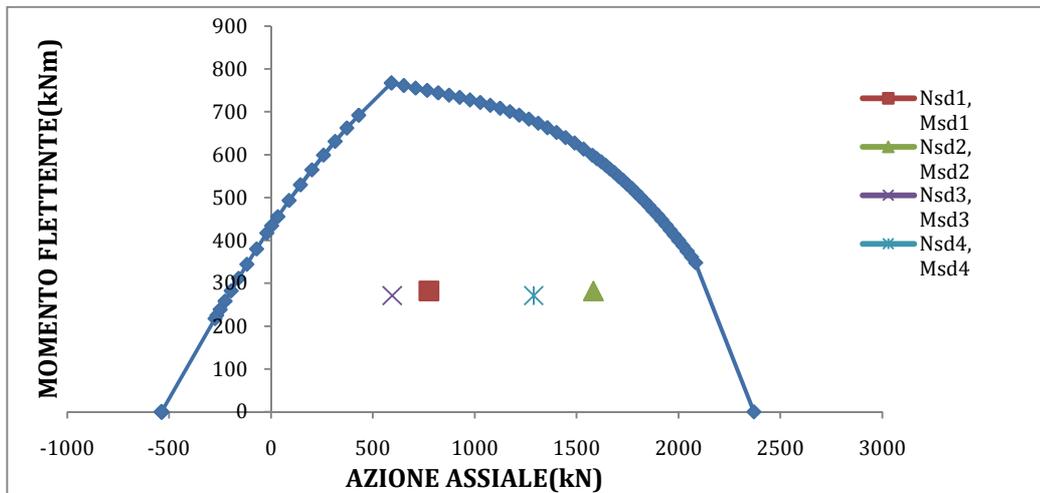


Figura 5.28: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato stazione (CASO STATICO).

Dai diagrammi precedenti, costruiti per il caso statico, si evince come la sezione rinforzata risulti verificata sia per l'edificio lato mare che per quello lato stazione.

Qui di seguito si riportano i domini costruiti nel caso sismico.

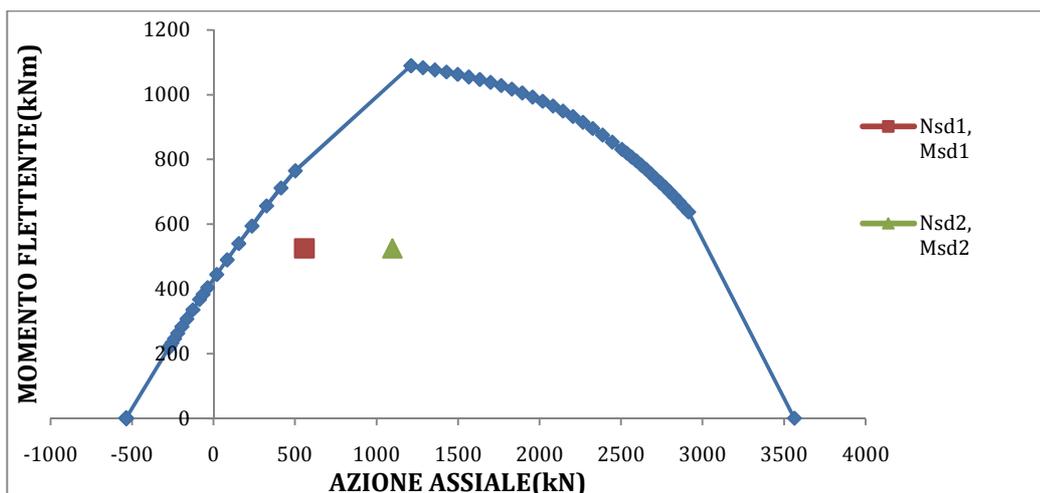


Figura 5.29: Diagramma M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

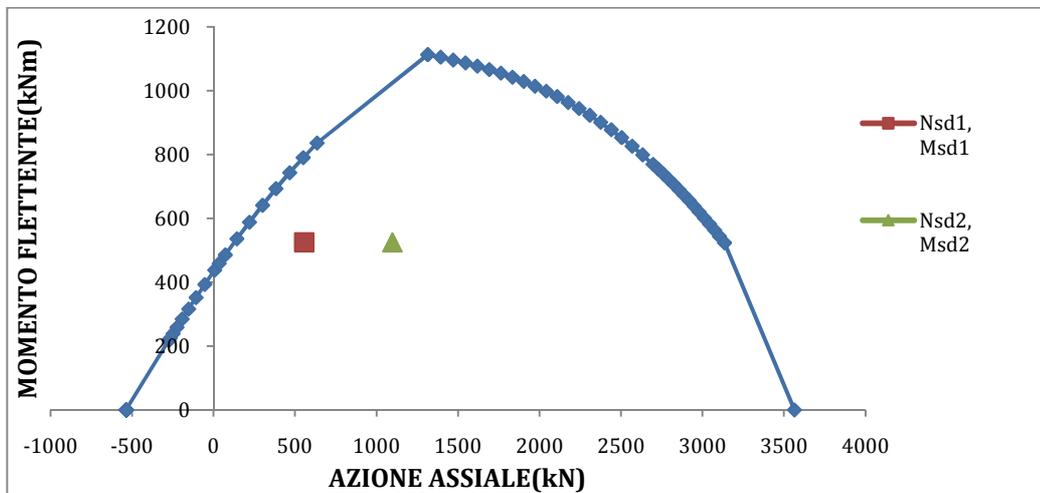


Figura 5.30: Diagramma M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

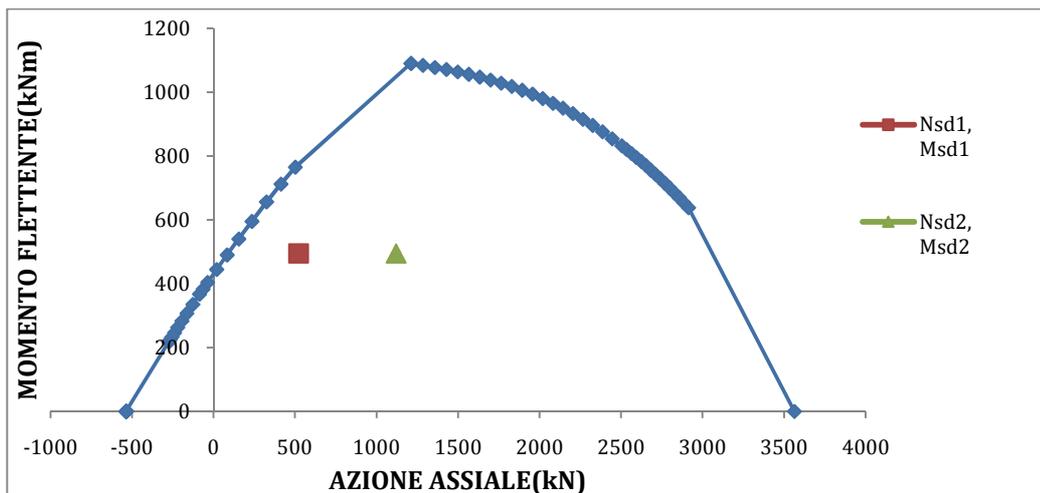


Figura 5.31: Diagramma M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

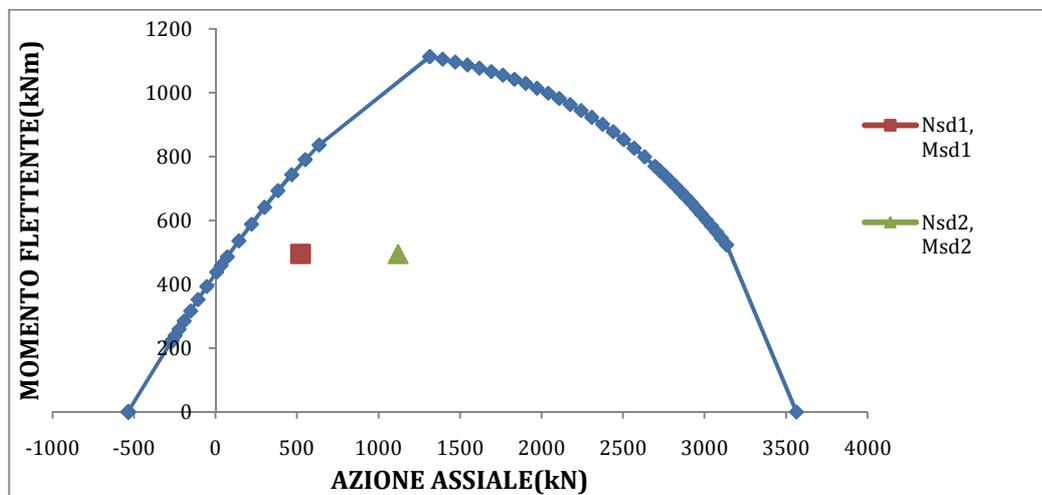


Figura 5.31: Diagramma M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

Per cui con il rinforzo previsto di cui al paragrafo 3.2, si evince come la sezione M08 risulti abbondantemente verificata sia per carichi statici che per carichi sismici.

Sezione M11

Analogamente a quanto visto per la sezione M08, qui di seguito vengono riportati i Domini di interazione M-N sia per la sezione non rinforzata che per quella rinforzata.

Si noti che le caratteristiche dei materiali rimangono invariate, rispetto alla sezione M08; cambia invece la geometria della sezione e più precisamente l'armatura di rinforzo, come esposto nel paragrafo 3.2.

In tabella 5.33 sono riportate le caratteristiche geometriche della sezione in oggetto.

Caratteristiche geometriche della sezione M11	
Base	112 cm
Altezza	174 cm
Altezza utile	170 cm
Armatura inferiore	3,14 cmq
Armatura superiore	3,14 cmq
Copriferro inferiore	4 cm
Copriferro superiore	4 cm

Tabella 5.33: Caratteristiche geometriche della sezione M11.

In tal caso le sollecitazioni cui è soggetta la sezione, considerando l'edificio lato mare, sono riportate in tabella 5.34.

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	1137 kN
MSd 1 =	207 kNm
NSd 2 =	1315 kN
MSd 2 =	207 kNm
NSd 3 =	891 kN
MSd 3 =	204 kNm
NSd 4 =	1061 kN
MSd 4 =	204 kNm

Tabella 5.34: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

A seconda del tipo di legame adottato abbiamo due diversi domini, riportati in figura 5.35 e in figura 5.36.

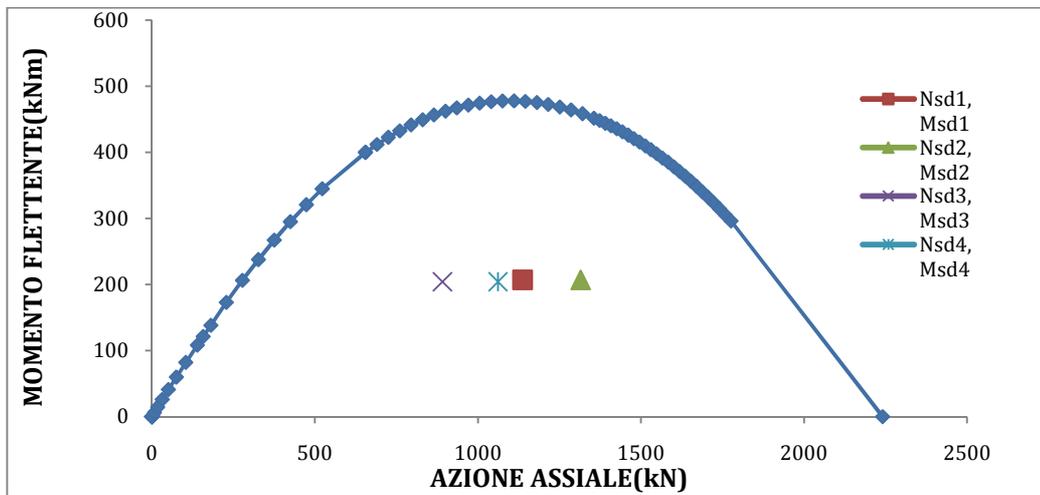


Figura 5.35: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare (CASO STATICO).

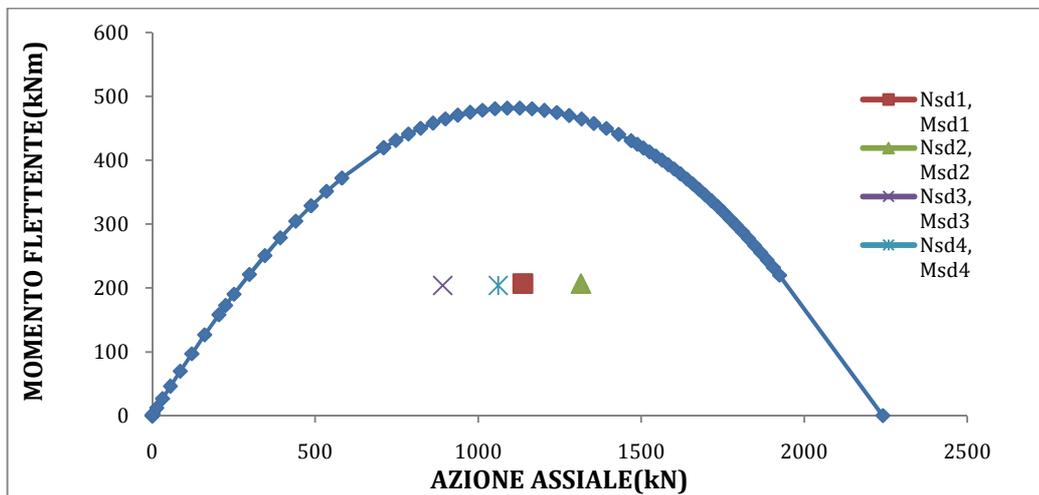


Figura 5.36: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO STATICO).

Analogamente alle analisi effettuate per la sezione M08, anche per la sezione M11 priva di rinforzo le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte in ambito statico.

Per quanto riguarda i carichi sismici, sempre per l'elemento privo di rinforzo, si riportano qui di seguito le sollecitazioni da verificare per l'edificio lato mare.

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	539 kN
MSd 1 =	306 kNm
NSd 2 =	371 kN
MSd 2 =	306 kNm

Tabella 5.37: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

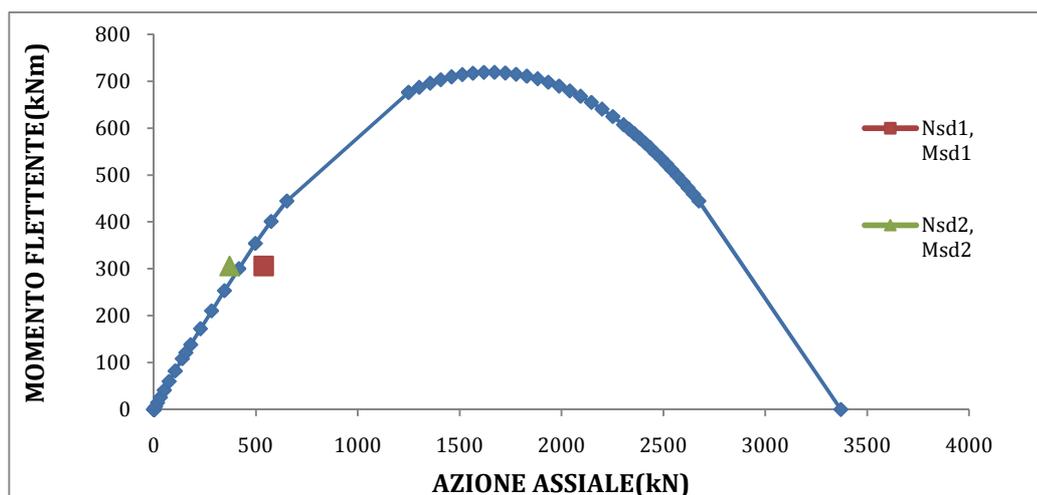


Figura 5.38: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

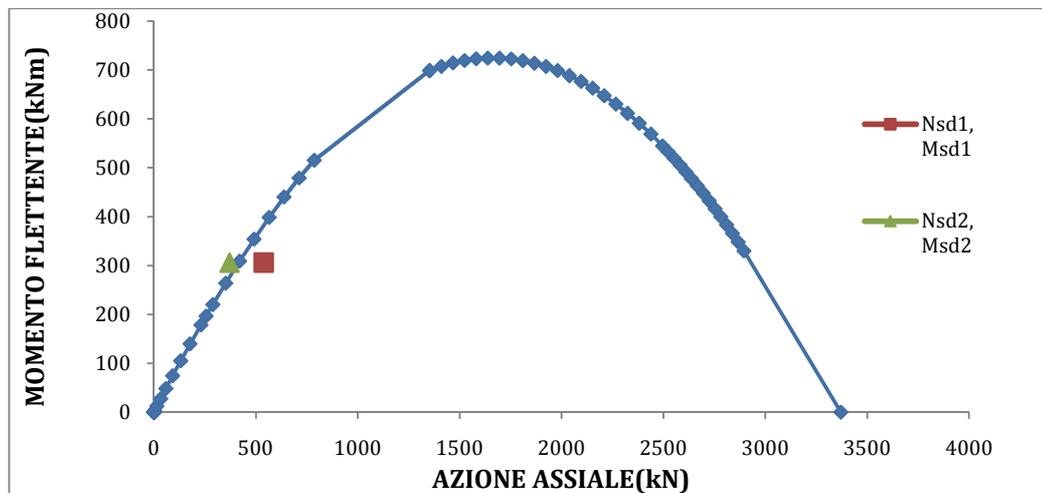


Figura 5.39: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

Analizzando i due domini precedenti, calcolati per l'edificio lato mare, si nota come effettivamente, in analogia con la sezione M08, la sezione M11 non risulti verificata a pressoflessione.

Per l'edificio lato stazione i risultati sono identici.

In tabella 5.40 sono riportate le sollecitazioni da verificare.

Sollecitazioni da verificare Lato Stazione	
NSd 1 =	320 kN
MSd 1 =	233 kNm
NSd 2 =	499 kN
MSd 2 =	233 kNm

Tabella 5.40: Sollecitazioni da verificare (edificio lato stazione).

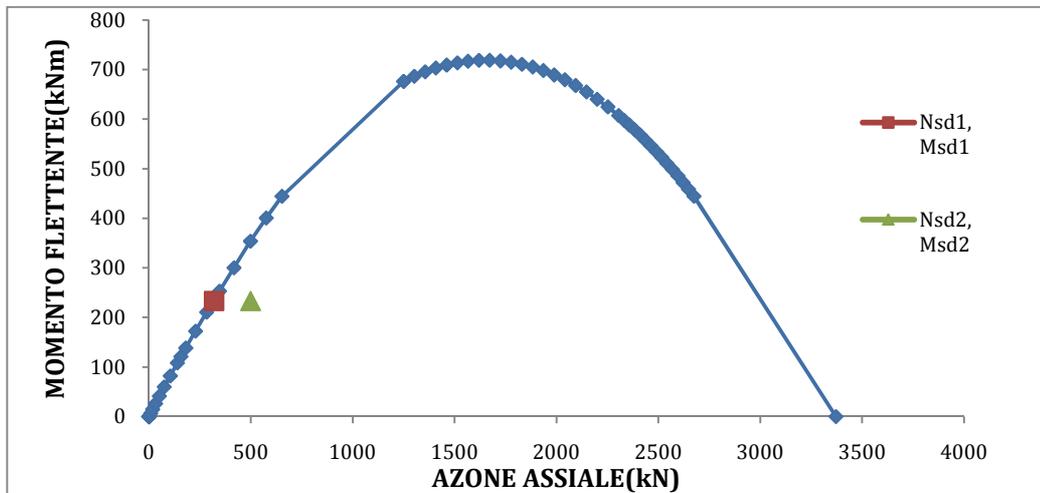


Figura 5.41: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

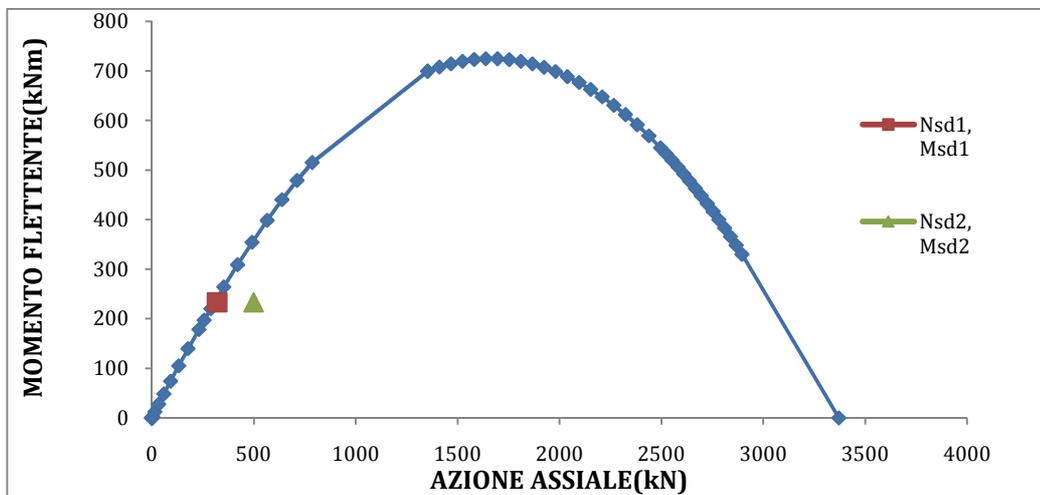


Figura 5.42: Dominio M-N elemento non rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

Anche in questo caso la sezione non risulta verificata per i soli carichi sismici.

Adottando il sistema di rinforzo proposto dai progettisti si definiscono i Domini M-N per l'elemento rinforzato, i quali mettono in risalto l'incremento di resistenza fornito dal sistema di rinforzo.

In particolare in figura 5.43 e 5.44 si riportano i domini costruiti nel caso statico per l'edificio lato mare.

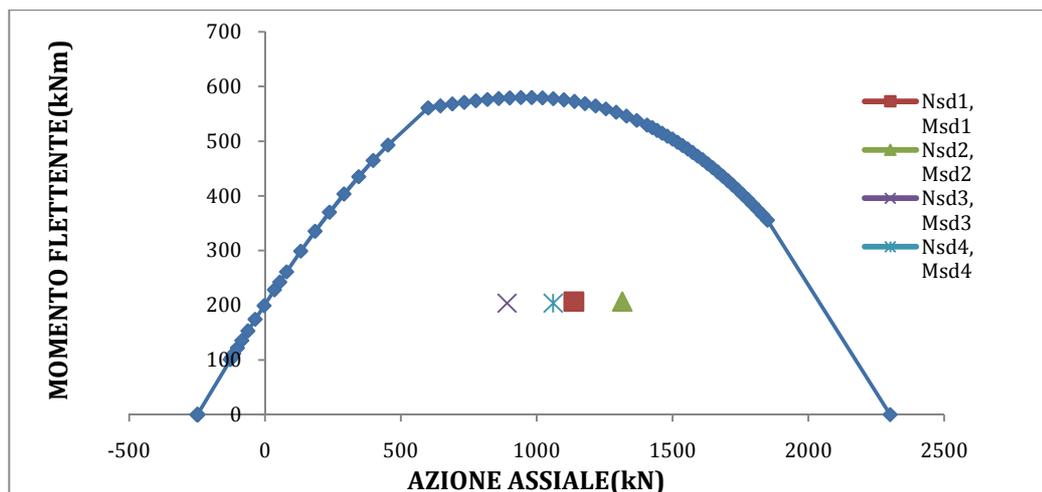


Figura 5.43: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare (CASO STATICO).

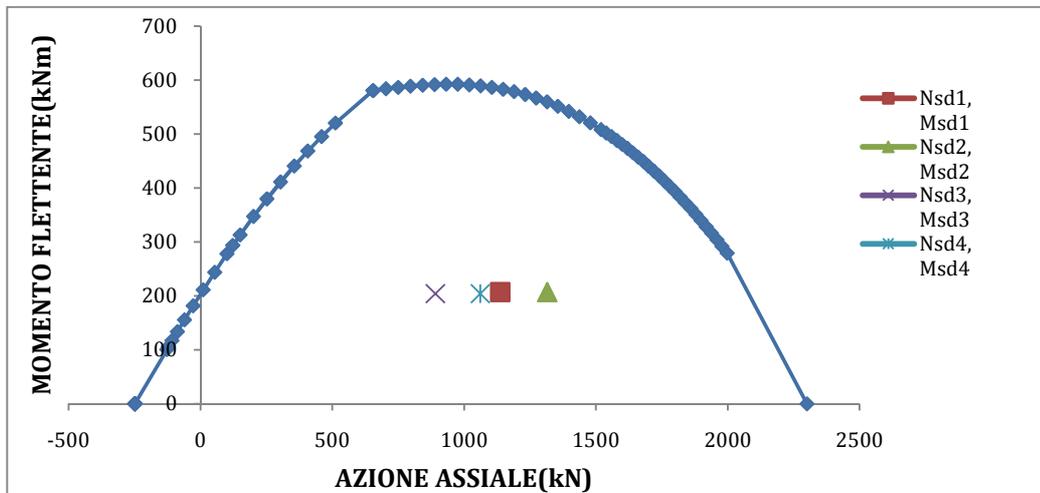


Figura 5.44: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO STATICO).

Per i carichi sismici la situazione che si è prospettata è quella riportata nelle figure 5.45 e 5.46 per l'edificio lato mare.

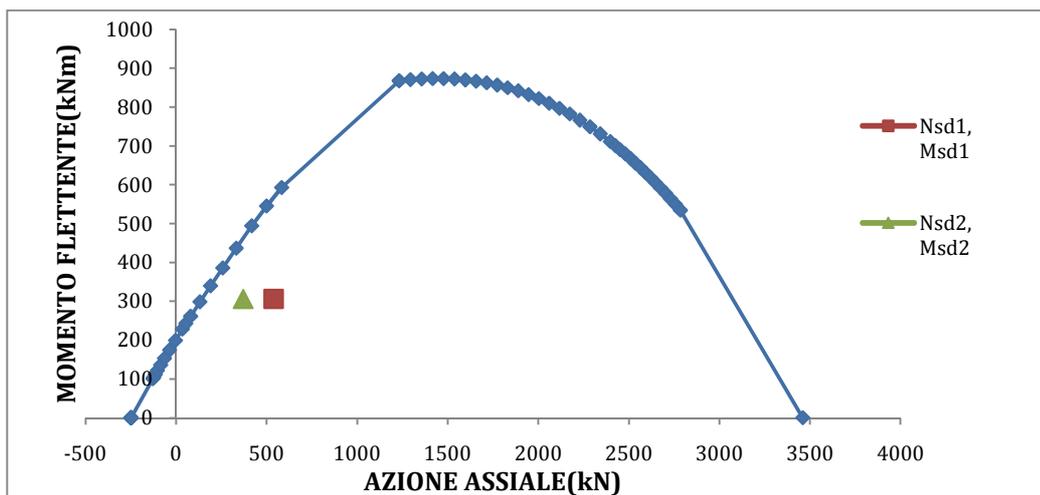


Figura 5.45: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

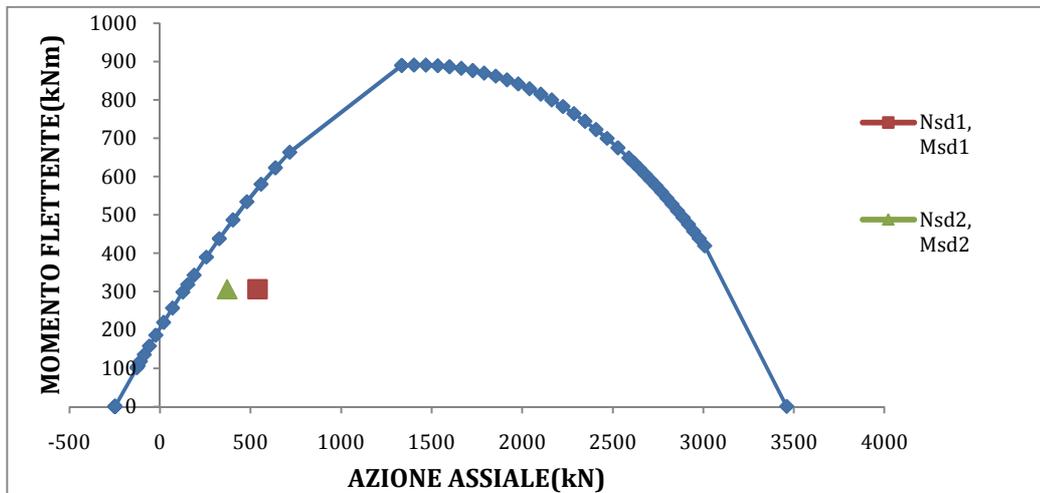


Figura 5.46: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

Per l'edificio lato stazione, a seconda del tipo di legame adottato, si sono invece ottenuti i domini di figura 5.47 e 5.48

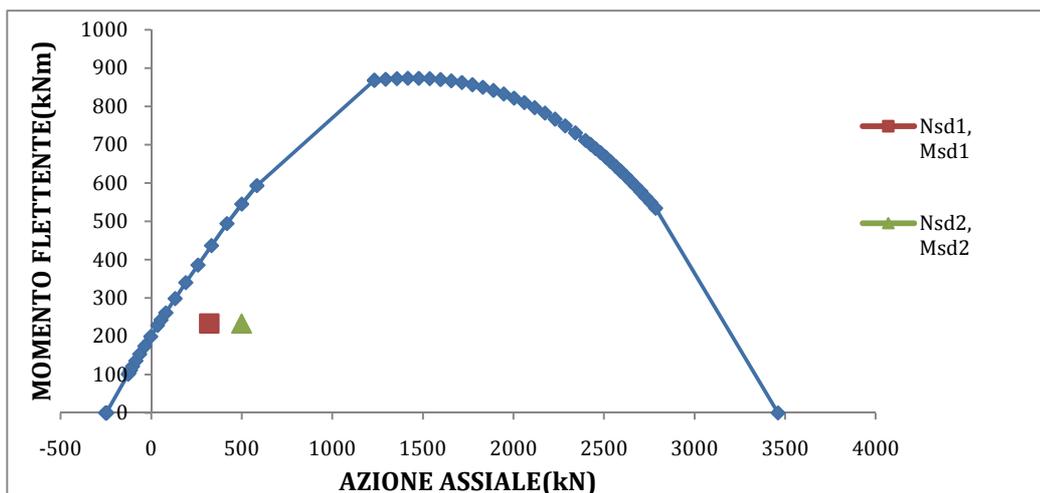


Figura 5.47: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

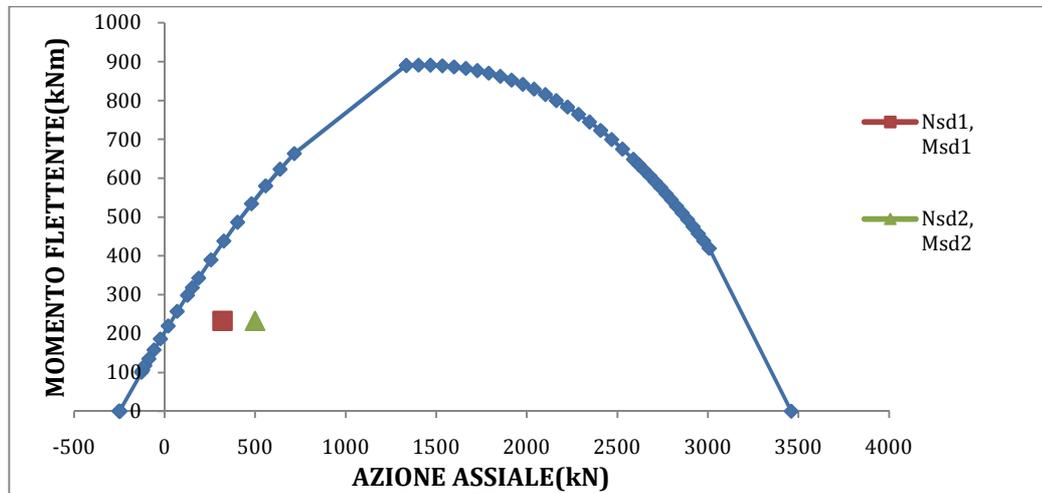


Figura 5.48: Dominio M-N elemento rinforzato; Legame costitutivo di tipo parabola rettangolo; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

Dall'analisi dei domini e dei valori di resistenza in gioco è facile rendersi conto di come i rinforzi in composito, correttamente progettati, portino necessariamente ad un incremento di resistenza sia flessionale che assiale, garantendo quindi il soddisfacimento delle verifiche.

5.2.3 Verifica a taglio

Come nel caso della pressoflessione anche per lo svolgimento delle verifiche delle sezioni con rinforzo a taglio si segue quanto indicato al punto 4.4.1.2 delle "Linee guida".

La resistenza a taglio della muratura rinforzata è pari a:

$$V_{rd} = \min\{V_{rd,m} + V_{rd,f}; V_{rd,max}\} \text{ dove:} \quad (5.13)$$

$$V_{rd,m} = \left(L_x \cdot L_y \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b_x} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_{0d}}} \right) \quad (5.14)$$

contributo alla resistenza della muratura

$$V_{rd,f} = \frac{1}{\gamma_{rd}} \cdot \frac{0.6 \cdot d \cdot A_{fw} \cdot f_{fd}}{p_f} \quad (5.15)$$

contributo alla resistenza del rinforzo di FRP

$$V_{rd,max} = 0.3 \cdot f_{md}^h \cdot L_x \cdot L_y \quad (5.16)$$

resistenza della biella compressa del traliccio resistente

dove:

γ_d = *coefficiente parziale da assumersi pari a 1.20;*

d = *distanza tra lembo compresso e baricentro del rinforzo a flessione;*

A_{fw}, p_f = *rispettivamente Area e passo del rinforzo a taglio;*

f_{fd} = *resistenza di progetto del rinforzo in FRP;*

L_x, L_y = *dimensioni della sezione;*

f_{md}^h = *resistenza a compressione della muratura in direzione parallela ai letti di malta (si può assumere come valore di f_{md}^h il 50% della resistenza a compressione della muratura f_{md});*

Come descritto al paragrafo 3.2 si prevede, sia per la sezione di spiccato da piano primo (M08), sia per la sezione di spiccato da piano secondo (M11) l'utilizzo di una rete in fibra di vetro con maglia 99x99mm di diametro equivalente $\phi = 6,2\text{mm}$ per un'area trasversale complessiva pari a 300 mmq/m.

Nel caso di verifica sotto carichi statici, sia per le sezioni M08 sia per le sezioni M11 nelle verifiche si assume:

$L_x = 1600\text{mm};$

$L_y = 980\text{mm};$

$f_{md}^h = 0.576 \text{ MPa};$

$f_{fd} = 396 \text{ Mpa};$

$d=1625\text{mm};$

$\sigma_0=N/(L_x L_y);$

$\tau_{0d}= 0.0173 \text{ MPa};$

$A_{sw}/pf = 2\ 300= 600\text{mmq/m}(1\text{rete per ogni lato}).$

Le sollecitazioni massime delle sezioni in esame e le relative verifiche vengono riportate nella tabella 5.49:

Edificio	Sezione	Combo	N (KN)	V _{sd} (KN)	V _{rd,max} (KN)	V _{rd,m} (KN)	V _{rd,f} (KN)	V _{rd,m} +V _{rd,f} (KN)	Verifica
"Mare"	04-M11	SLU-A	-475	100	271	80	190	270	OK
	15-M11	SLU-A	-506	145	271	83	190	273	OK
		SLU-B	-411	142	271	75	190	265	OK
	18-M08	SLU-A	-863	131	271	107	190	297	OK
		SLU-B	-667	131	271	94	190	284	OK
	18-M11	SLU-A	-661	166	271	94	190	284	OK
		SLU-B	-511	152	271	83	190	273	OK
	"Staz."	04-M08	SLU-A	-775	128	271	101	190	291
SLU-B			-595	120	271	89	190	279	OK

Tabella 5.49: sollecitazioni massime e relative verifiche per le sezioni in esame nel caso di carichi statici.

Nel caso di verifica sotto carichi sismici, sia per le sezioni M08 sia per le sezioni M11 nelle verifiche si assume:

$L_x= 1600\text{mm};$

$L_y= 980\text{mm};$

$f_{md}^h = 0.864 \text{ MPa};$

$f_{fd} = 396 \text{ Mpa};$

$d = 1625\text{mm};$

$\sigma_0 = N/(L_x L_y);$

$\tau_{0d} = 0.0259 \text{ MPa};$

$A_{sw}/pf = 2\ 300 = 600\text{mmq/m}(1\text{rete per ogni lato}).$

Per semplicità si verificano le sezioni M08 e M11 con il valore di taglio massimo(in modulo) ed il valore dell'azione assiale massimo e minimo.
In tabella 5.50 si riportano le sollecitazioni massime e le relative verifiche.

Edificio	Sezione	Combo	N (KN)	V _{sd} (KN)	V _{rd,max} (KN)	V _{rd,m} (KN)	V _{rd,f} (KN)	V _{rd,m} +V _{rd,f} (KN)	Verifica
Mare	M08	SLSX	-557	209	352	108	190	298	OK
		SLSX	-1097	209	352	148	190	338	OK
	M11	SLSX	-371	231	352	90	190	280	OK
		SLSX	-935	231	352	137	190	327	OK
Stazione	M08	SLSX	-522	185	352	105	190	295	OK
		SLSX	-1120	185	352	149	190	239	OK
	M11	SLSX	-320	200	352	84	190	274	OK
		SLSX	-947	200	352	165	190	355	OK

Tabella 5.50: sollecitazioni massime e relative verifiche per le sezioni in esame nel caso di carichi sismici.

6 CONFINAMENTO DELLE COLONNE IN MURATURA

Il confinamento di elementi strutturali prevalentemente compressi ha lo scopo di incrementare la loro resistenza e deformazione ultima.

Inoltre, lo stesso intervento può migliorare la risposta strutturale in condizioni di esercizio.

Il confinamento di elementi strutturali di muratura, sottoposti a prevalente sollecitazione di sforzo assiale, si attua attraverso la predisposizione di un sistema di elementi resistenti a trazione che, contrastando la dilatazione trasversale dell'elemento strutturale, conferiscono alla muratura un benefico stato di compressione triassiale.

Simili interventi sono praticati sia per la riparazione di elementi danneggiato o deteriorati, sia per il rinforzo di elementi integri in vista di un adeguamento statico o sismico della struttura di appartenenza, con lo scopo di conferire un incremento di duttilità.

Un comportamento duttile è molto importante in zona sismica in quanto strutture ben confinate mostrano una migliore capacità di dissipazione dell'energia trasmessa dal sisma alla struttura, con conseguente riduzione del danneggiamento.

Allo stato attuale esistono diversi metodi per migliorare le prestazioni in termini di resistenza e duttilità di elementi in muratura.

Tra di essi si è di recente affermata una tecnica che prevede un confinamento passivo di pilastri in muratura mediante l'avvolgimento esterno dell'elemento con fogli o lamine di materiale composito (FRP).

Tale tecnica, che presenta sviluppi particolarmente interessanti nel settore dell'adeguamento sismico, è stata impiegata con successo in molti casi; il suo rapido sviluppo nelle pratiche applicazioni è dovuto, tra l'altro, alla semplicità dell'intervento e alla durabilità dei materiali.

Nel presente progetto in particolare si è previsto un sistema diverso di confinamento costituito da una rete in fibra di vetro con maglia 99x99mm di diametro equivalente $\phi = 6,2$ mm annegata in uno strato di malta di 70mm di spessore, per un'area trasversale complessiva pari a 300mmq/m. Ai fini del calcolo della resistenza e della deformazione ultima dell'elemento confinato, si è schematizzato il sistema a rete con un sistema a fasciatura continua, di spessore equivalente t_f pari a 0,3 mm, ottenuto mediante il confronto tra l'area trasversale complessiva della rete e l'area equivalente ad una fasciatura continua di spessore t_f incognito, in modo da poter agevolmente eseguire i calcoli così come recepito dalle norme stesse.

6.1 Resistenza di progetto a compressione della muratura confinata

Per quanto concerne il calcolo della resistenza di progetto si segue quanto specificato al punto 4.6.1 delle "Linee guida".

In particolare tale valore servirà per la verifica a pressoflessione dell'elemento confinato ovvero per la costruzione dei domini di interazione M-N.

Alla resistenza di progetto, f_{mcd} , di un elemento confinato soggetto ad un valore f_1 della pressione di confinamento (definita in funzione delle caratteristiche del sistema di elementi confinanti), contribuisce soltanto una quota parte di quest'ultima, $f_{1,eff}$, detta "pressione efficace di confinamento":

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{1,eff} \quad (6.1)$$

dove f_{md} rappresenta la resistenza a compressione della muratura non confinata e k' è un coefficiente adimensionale di incremento della resistenza.

Il valore del coefficiente di incremento della resistenza k' può essere stabilito sulla base di risultati sperimentali relativi a provini di muratura di caratteristiche analoghe a quelle considerate nell'intervento di confinamento.

In alternativa è possibile assumere la seguente relazione:

$$k' = \frac{g_m}{1000} \quad (6.2)$$

essendo g_m la densità di massa della muratura espressa in Kg/m³.

La pressione efficace di confinamento $f_{1,eff}$ è funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento.

Il coefficiente di efficienza, k_{eff} , può essere espresso come prodotto di un coefficiente di efficienza orizzontale, k_H per uno di efficienza verticale, k_V :

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_H \cdot K_V \cdot f_1 \quad (6.3)$$

La pressione di confinamento, f_1 , di un elemento di sezione rettangolare, di dimensioni b e h , può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot (\rho_f \cdot E_f + 2 \cdot \rho_b \cdot E_b) \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (6.4)$$

essendo E_f e E_b rispettivamente, i moduli di elasticità normale del ricoprimento di FRP (nella direzione delle fibre) e delle barre, ed $\varepsilon_{fd,rid}$ un

opportuno valore ridotto di calcolo della deformazione del rinforzo all'atto del collasso della colonna.

Nel caso di sola fasciatura continua la pressione di confinamento può essere valutata mediante la relazione 6.5 assumendo:

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f}{\max\{b, h\}} \quad e \quad \rho_b = 0 \quad (6.5)$$

Con riferimento ad una sezione rettangolare confinata mediante applicazione di un rinforzo esterno continuo, rappresentata in figura 6.1, si può ritenere che l'area di muratura effettivamente confinata sia solo una parte di quella complessiva per l'instaurarsi di un "effetto arco" dipendente dal raggio di curvatura con cui è stato arrotondato lo spigolo della sezione, il quale ha un valore minimo di 20 mm allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione che potrebbero condurre ad una prematura rottura del sistema di confinamento.

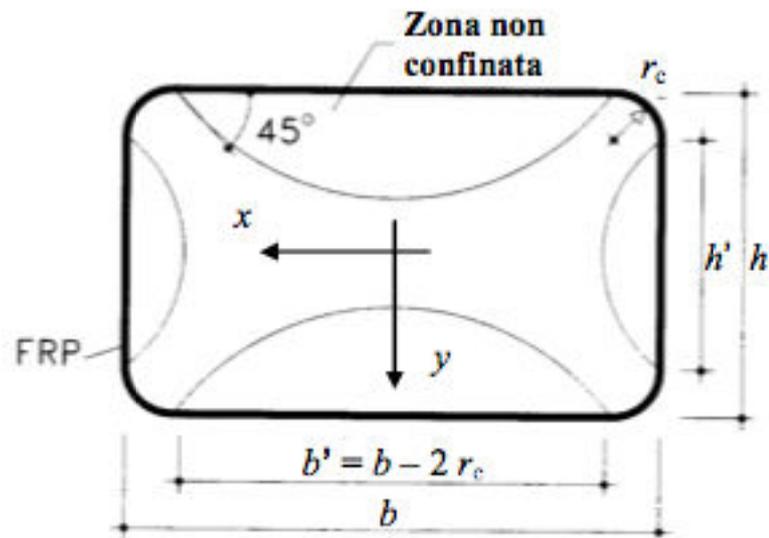


Figura 6.1: Confinamento di sezioni rettangolari con fasciatura esterna.

Il coefficiente di efficienza orizzontale è fornito dal rapporto tra l'area confinata e quella totale, A_m :

$$k_H = 1 - \frac{(b'^2 + h'^2)}{3 \cdot A_m} \quad (6.6)$$

dove b' e h' sono le dimensioni indicate in figura 6.1.

Il coefficiente di efficienza verticale, k_V , è invece pari a 1 nel caso di fasciatura continua.

In tabella 6.2 sono riportati i valori delle grandezze appena descritte per il caso in oggetto, utili al fine di calcolare la resistenza di progetto a compressione dell'elemento confinato.

PARAMETRI DI CALCOLO	
$k' = gm/1000$	2,4
$b =$	1040 mm
$h =$	1660 mm
$rc =$	20 mm
$b' = b - 2rc$	1000mm
$h' = h - 2rc$	1620 mm
$A_m = (b \cdot h)$	17264 cmq
$tf =$	0,3 mm
$f_{md} =$	1,15 Mpa (caso statico)
$f_{md} =$	1,73 Mpa (caso sismico)
$E_f =$	33000 Mpa
$\epsilon_{fd} =$	1,20%
$\epsilon_{fd,rid} =$	0,7% (riduzione del 40%)

Tabella 6.2: Valori dei parametri utili per il calcolo della resistenza di progetto a compressione dell'elemento confinato.

In particolare si noti come per $\epsilon_{fd,rid}$ si sia adottato un valore pari a 0,7%, ottenuto riducendo il valore di deformazione ultima della barra ϵ_{fd} del 40%.

Mediante i parametri appena definiti in tabella 6.2, otteniamo quindi dalla (6.5):

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f}{\max \{b, h\}} = 7,2 \cdot 10^{-4} \quad (6.7)$$

da cui, per la (6.4):

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot (\rho_f \cdot E_f + 2 \cdot \rho_b \cdot E_b) \cdot \varepsilon_{fd,rid} = 0.08 \text{ Mpa} \quad (6.8)$$

Per la (6.6) si ha inoltre:

$$k_H = 1 - \frac{(b'^2 + h'^2)}{3 \cdot A_m} = 0.3 \quad (6.9)$$

la quale consente, mediante la (6.3), di calcolare la pressione efficace di confinamento $f_{1,eff}$:

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_H \cdot K_V \cdot f_1 = 0.024 \text{ Mpa} \quad (6.10)$$

A questo punto è possibile calcolare la resistenza di progetto a compressione dell'elemento confinato f_{mcd} , nel caso statico, mediante la (6.1):

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{1,eff} = 1.21 \text{ Mpa} \quad (6.11)$$

Analogamente, per carichi sismici, si ha:

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{1,eff} = 1.79 \text{ Mpa} \quad (6.12)$$

6.2 Deformazione ultima della muratura confinata

Per quanto riguarda la valutazione dell'incremento di deformazione ultima mediante confinamento, si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Krevaikas e Triantafillou (2005), la quale deriva da risultanze sperimentali.

Tali risultanze derivano da una campagna sperimentale mediante la quale è stata indagata l'applicazione di fibrorinforzati FRP come mezzo per aumentare la capacità assiale delle murature attraverso il confinamento.

In particolare sono state condotte 4 serie di prove di compressione assiale su modelli di colonne in muratura, con un totale di 42 campioni, con queste variabili: numero di strati, raggio in corrispondenza degli spigoli, tipo di sezione trasversale, tipo di fibre e rapporto d'aspetto (rapporto tra le dimensioni dell'elemento).

In figura 6.3a si riportano le configurazioni principali indagate nei test.

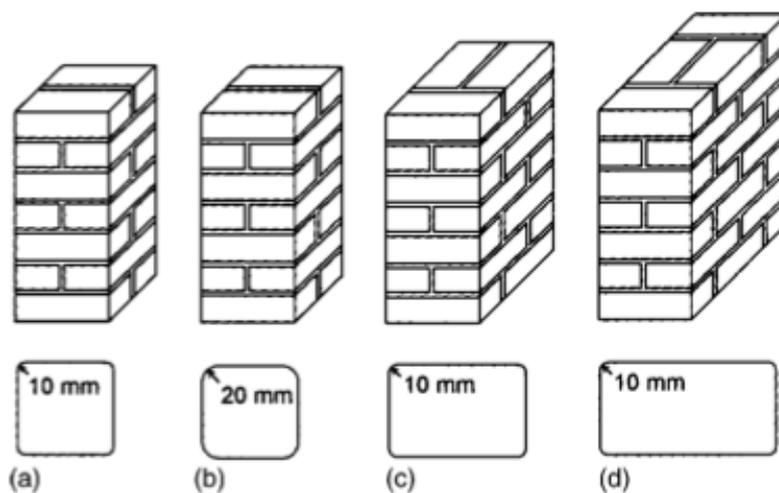


Figura 6.3a: Configurazione dei pannelli murari testati: (a) sezione trasversale rettangolare, raggio dello spigolo 10 mm; (b) sezione trasversale rettangolare, raggio dello spigolo 20 mm; (c) sezione trasversale con rapporto d'aspetto 1,5:1, raggio dello spigolo 10 mm; (d) sezione trasversale con rapporto d'aspetto 2:1, raggio dello spigolo 10 mm.

L'obiettivo principale dei test è stato quello di registrare la curva sforzo-deformazione assiale e le modalità di collasso di tutti i campioni di muratura testati, i quali sono stati sottoposti a carico assiale, applicato monotonicamente, sotto uno spostamento controllato, in una macchina di prova a compressione di capacità 1,200 kN.

I risultati dei test di compressione uniassiale hanno permesso la costruzione di curve sforzo-deformazione, di cui si riporta un esempio in figura 6.3b, esaminando le quali è stato sviluppato un modello di confinamento semplice per la resistenza e la deformazione ultime della muratura confinata con FRP.

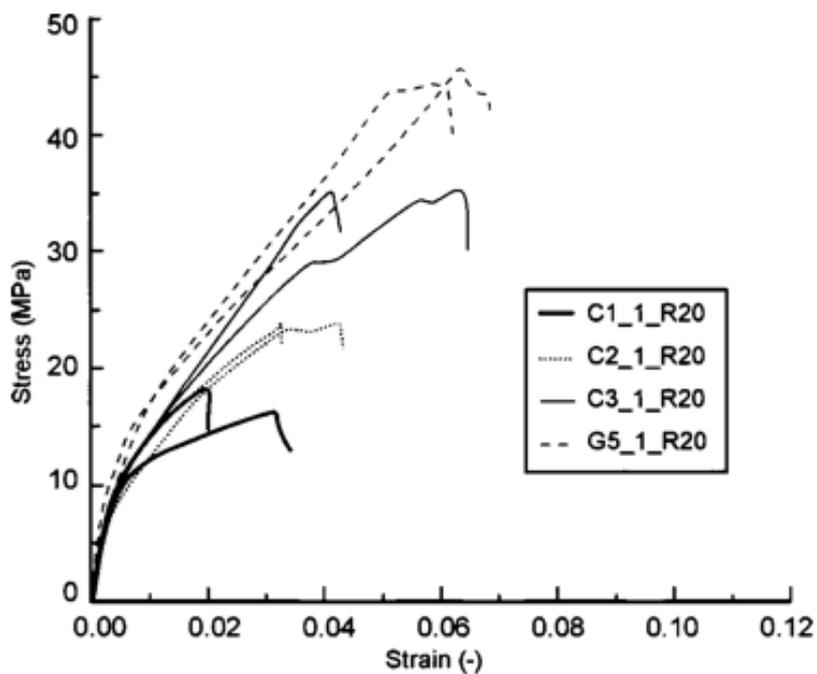


Figura 6.3b: Curva sperimentale sforzo deformazione.

In particolare si è potuto sostenere che la risposta e il collasso della muratura confinata con FRP, caricata assialmente, ha caratteristiche molto simili a quelle del calcestruzzo confinato.

Quindi lo sviluppo di un modello di confinamento può essere basato sulle conoscenze empiriche e sperimentali del comportamento del calcestruzzo.

La base del contributo degli FRP alla resistenza e alla deformabilità della muratura è, in analogia con il calcestruzzo confinato, la pressione trasversale passiva σ_l sviluppata nella muratura, la quale nasce come risposta alle forze esercitate dalla fasciatura.

Questa pressione è, in generale, non uniforme, specialmente in prossimità degli angoli della sezione trasversale di tipo rettangolare.

Come valore medio per σ_l , considerando una sezione trasversale di dimensioni b e h , si può scrivere:

$$\sigma_l = \frac{(\sigma_{l,h} + \sigma_{l,b})}{2} = \frac{1}{2} k_e \left(\frac{2t_f E_f \varepsilon_f}{h} + \frac{2t_f E_f \varepsilon_f}{b} \right) = \frac{k_e (b + h) t_f E_f \varepsilon_f}{bh} \quad (6.12)$$

dove:

E_f = modulo elastico FRP;

ε_f = deformazione circonferenziale FRP;

t_f = spessore del rinforzo;

k_e = coefficiente di efficacia.

Per fasciature continue in FRP con fibre nella direzione perpendicolare all'asse dell'elemento, k_e è definito come il rapporto tra l'area effettivamente confinata (A_e), rappresentata in figura 6.4, e l'area totale della sezione trasversale A_g .

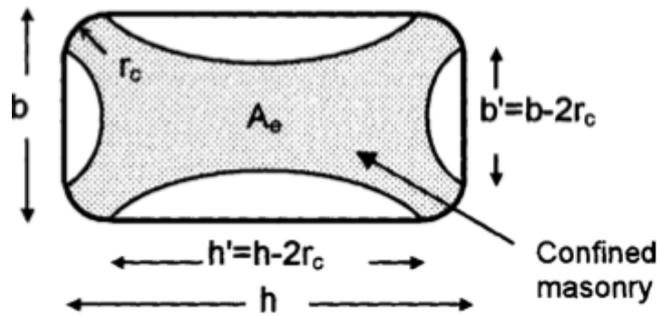


Figura 6.4: Area effettivamente confinata per sezioni rettangolari in muratura.

Il coefficiente di efficacia k_e è quindi così definito:

$$k_e = 1 - \frac{(b'^2 + h'^2)}{3 \cdot A_g} \quad (6.13)$$

La crisi per compressione della muratura confinata con FRP avviene quando la fasciatura in FRP si frattura a seguito di una tensione circonferenziale uguale alla tensione di trazione circonferenziale, la quale in generale è inferiore alla tensione di trazione monoassiale del FRP (dovuta allo stato di tensione multiassiale, alla concentrazione di tensione, etc.).

Quindi la tensione di confinamento allo stato ultimo, σ_{lu} , è fornita dall'equazione (6.12) con σ_{cu} sostituito da σ_{lu} :

$$\sigma_{lu} = \frac{k_e(b+h)f_{fe}t_f}{bh} \quad (6.14)$$

Il modello qui adottato per la muratura confinata con FRP si basa sulla ben nota forma dei modelli tipicamente adottati per il calcestruzzo confinato con FRP:

$$f_{MC} = f_{M0} \left(1 + \frac{k_1 \sigma_{lu}}{f_{M0}} \right) \quad (6.15)$$

$$\varepsilon_{Muc} = \varepsilon_{Mu0} + \frac{k_2 \sigma_{lu}}{f_{M0}} \quad (6.16)$$

dove:

f_{MC} = resistenza a compressione dell'elemento confinato;

f_{M0} = resistenza a compressione della muratura non confinata;

ε_{Muc} = deformazione ultima della muratura confinata;

ε_{Mu0} = deformazione ultima della muratura non confinata;

k_1, k_2 = costanti empiriche.

Il modello suddetto è definito completamente una volta determinate le costanti empiriche mediante i test.

Mediante interpolazione lineare dei dati sperimentali è stata quindi ottenuta, da Triantafillou et al., la deformazione assiale ultima della muratura confinata:

$$\varepsilon_{Muc} = \varepsilon_{Mu0} + \frac{0,034 \sigma_{lu}}{f_{M0}} \quad (6.17)$$

Dalla (6.13), considerando che i parametri b' , h' e A_g sono gli stessi definiti al paragrafo 6.1, si ha:

$$k_e = 1 - \frac{(b'^2 + h'^2)}{3 \cdot A_g} = 0,3 \quad (6.18)$$

per cui considerando $f_{fe} = E_f \varepsilon_{fd,rid}$ con E_f e $\varepsilon_{fd,rid}$ definiti in tabella 6.2, è possibile calcolare la tensione di confinamento allo stato ultimo fornita dalla (6.14):

$$\sigma_{lu} = \frac{k_e(b+h)f_{fe}t_f}{bh} = 0,03 \text{ MPa} \quad . \quad (6.19)$$

A questo punto è possibile calcolare la deformazione ultima per l'elemento confinato nel caso statico, considerando $\varepsilon_{Mu0} = 0,717 \%$ e $f_{M0} = 1,15 \text{ MPa}$, così come definito al punto 5.2.1.

In definitiva, mediante la (6.17) si ottiene la deformazione ultima della muratura confinata:

$$\varepsilon_{Muc} = \varepsilon_{Mu0} + \frac{0,034\sigma_{lu}}{f_{M0}} = 0,814\% \quad (6.20)$$

Per quanto riguarda i carichi sismici $\varepsilon_{Mu0} = 1,08\%$ e $f_{M0} = 1,73 \text{ MPa}$ per cui si ottiene, analogamente a quanto fatto per i carichi statici mediante la (6.17):

$$\varepsilon_{Muc} = \varepsilon_{Mu0} + \frac{0,034\sigma_{lu}}{f_{M0}} = 1,15\% \quad (6.21)$$

6.3 Domini di interazione M-N del pilastro confinato

Analogamente a quanto fatto per l'elemento non confinato, note le ipotesi base ed i valori limite in termini di sforzi e di deformazione dei materiali, si costruiscono i domini di rottura della sezione confinata facendo variare il diagramma lineare delle deformazioni tra i vari estremi ammissibili e ricavandone in ogni punto il valore dell'azione assiale e del momento flettente corrispondente.

La sezione è verificata se il punto corrispondente alle sollecitazioni di progetto ricade all'interno del diagramma di rottura.

In quanto segue si riportano, per entrambi gli edifici, le sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni M08 e M11, ed i domini di rottura delle sezioni confinate, mettendo in evidenza l'incremento di duttilità mediante il confronto tra i domini costruiti con solo l'incremento di resistenza e quelli costruiti con incremento di resistenza e di deformazione ultima, in modo da poter fornire un confronto anche visivo dell'efficacia dell'intervento.

I domini in oggetto sono stati calcolati sia sotto l'azione dei carichi statici che sotto l'azione dei carichi sismici.

Sezione M08

Seguendo il procedimento adottato al punto 5.2.2 della presente relazione, per la sezione M08 vengono riportate, in ordine, le caratteristiche geometriche (tabella 6.5), le caratteristiche meccaniche dei materiali per le verifiche statiche (tabella 6.6) e per le verifiche sismiche (tabella 6.7).

Caratteristiche geometriche della sezione M08	
Base	112 cm
Altezza	174 cm
Altezza utile	170 cm
Armatatura inferiore	6,78 cmq
Armatatura superiore	6,78 cmq
Copriferro inferiore	4 cm
Copriferro superiore	4 cm

Tabella 6.5: Caratteristiche geometriche della sezione M08.

Caratteristiche meccaniche dei materiali	
Resistenza di calcolo della muratura	1,21 Mpa
Modulo di elasticità della muratura	400 Mpa
Resistenza di calcolo FRP	396 Mpa
Modulo di elasticità FRP	33000 Mpa
Deformazione al limite elastico della muratura	0,287%
Deformazione ultima della muratura	0,814%
Deformazione ultima barre FRP	1,20%
Deformazione ultima fasciatura FRP (riduzione del 40% di quella delle barre)	0,70%

Tabella 6.6: Caratteristiche meccaniche dei materiali nel caso statico.

Caratteristiche meccaniche dei materiali	
Resistenza di calcolo della muratura	1,79 Mpa
Modulo di elasticità della muratura	400 Mpa
Resistenza di calcolo FRP	396 Mpa
Modulo di elasticità FRP	33000 Mpa
Deformazione al limite elastico della muratura	0,4325%
Deformazione ultima della muratura	1,15%
Deformazione ultima barre FRP	1,20%
Deformazione ultima fasciatura FRP (riduzione del 40% di quella delle barre)	0,70%

Tabella 6.7: Caratteristiche meccaniche dei materiali nel caso sismico.

Nelle figure che seguono si rappresentano i domini di interazione M-N per la sezioni M08 (senza e con incremento di duttilità) per entrambi gli edifici, lato mare e lato stazione, sia sotto carichi statici che sotto carichi sismici.

Il tipo di legame costitutivo adottato per la muratura in questo caso è di tipo parabola-rettangolo.

Per l'edificio lato mare, nel caso dei carichi statici, si sono ottenuti i due domini nelle figure 6.9 e 6.10.

In tabella 6.8 si riportano le sollecitazioni cui è soggetto l'elemento.

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	863 kN
MSd 1 =	312 kNm
NSd 2 =	1480 kN
MSd 2 =	312 kNm
NSd 3 =	1529 kN
MSd 3 =	130 kNm
NSd 4 =	1409 kN
MSd 4 =	130 kNm
NSd 5 =	667 kN
MSd 5 =	310 kNm
NSd 6 =	1233 kN
MSd 6 =	310 kNm

Tabella 6.8: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

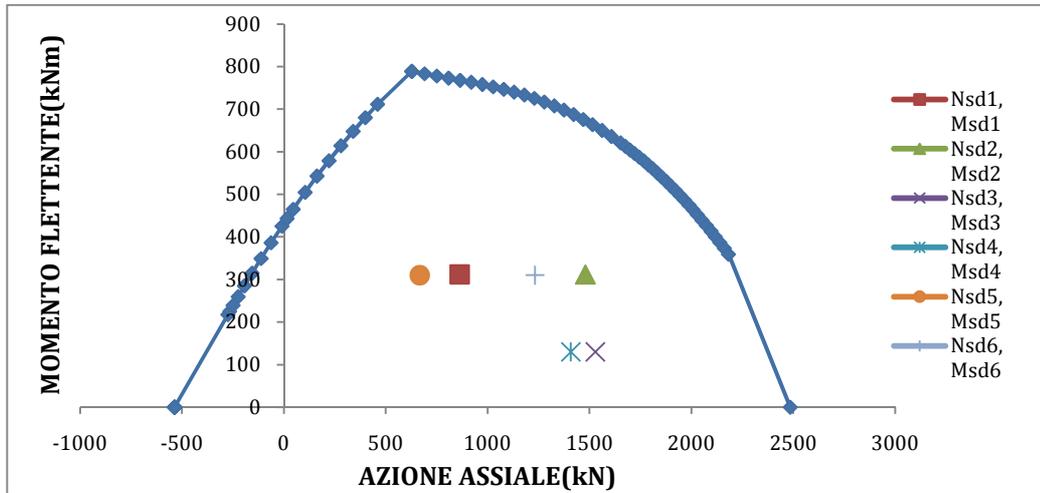


Figura 6.9: Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO STATICO).

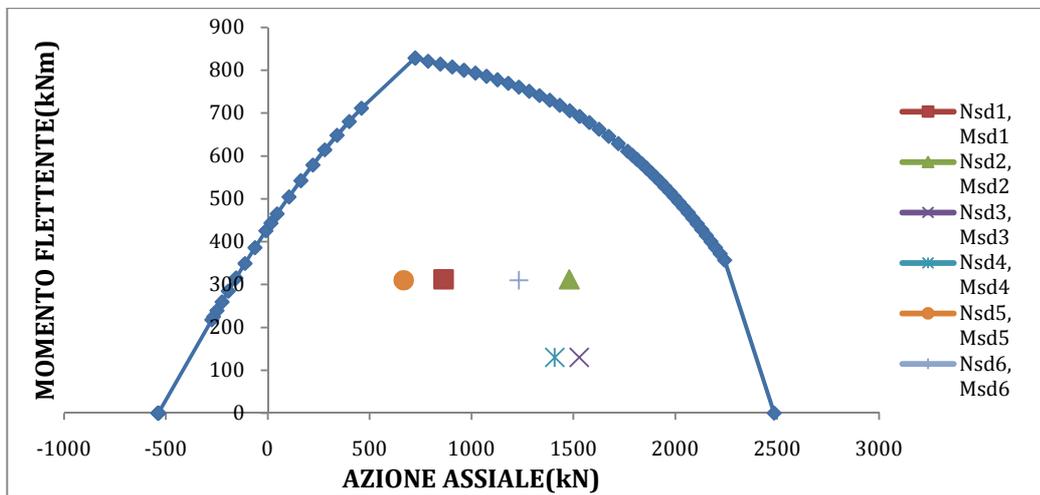


Figura 6.10: Dominio M-N elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO STATICO).

Un confronto più significativo tra i due domini di cui sopra, costruiti per l'elemento confinato trascurando l'incremento di deformazione ultima e per l'elemento confinato con incremento di duttilità, è riportato in figura 6.11.

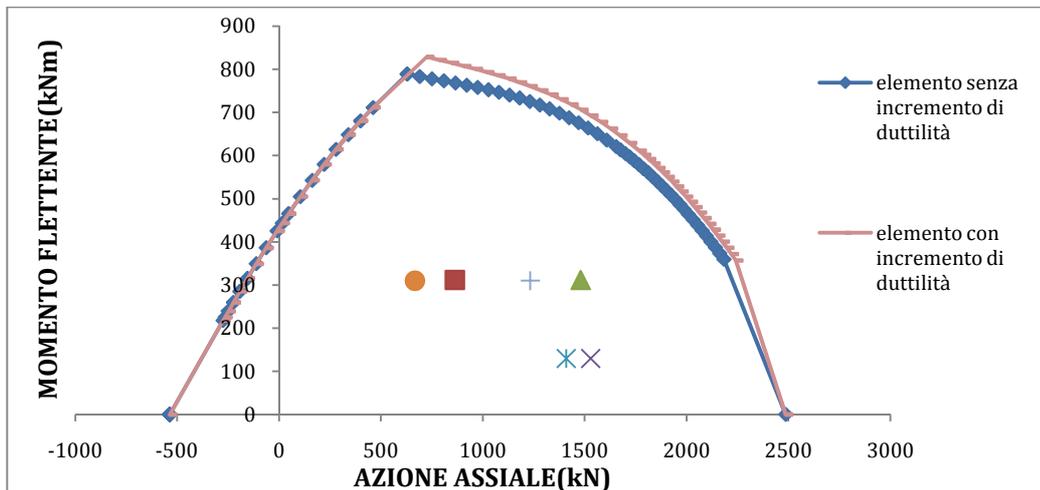


Figura 6.11: Confronto tra Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità e elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO STATICO).

Per l'edificio lato stazione, le sollecitazioni da considerare sono riportate in tabella 6.12.

Sollecitazioni da verificare Lato Stazione	
NSd 1 =	775 kN
MSd 1 =	282 kNm
NSd 2 =	1582 kN
MSd 2 =	282 kNm
NSd 3 =	595 kN
MSd 3 =	271 kNm
NSd 4 =	1289 kN
MSd 4 =	271 kNm

Tabella 6.12: Sollecitazioni da verificare (edificio lato stazione).

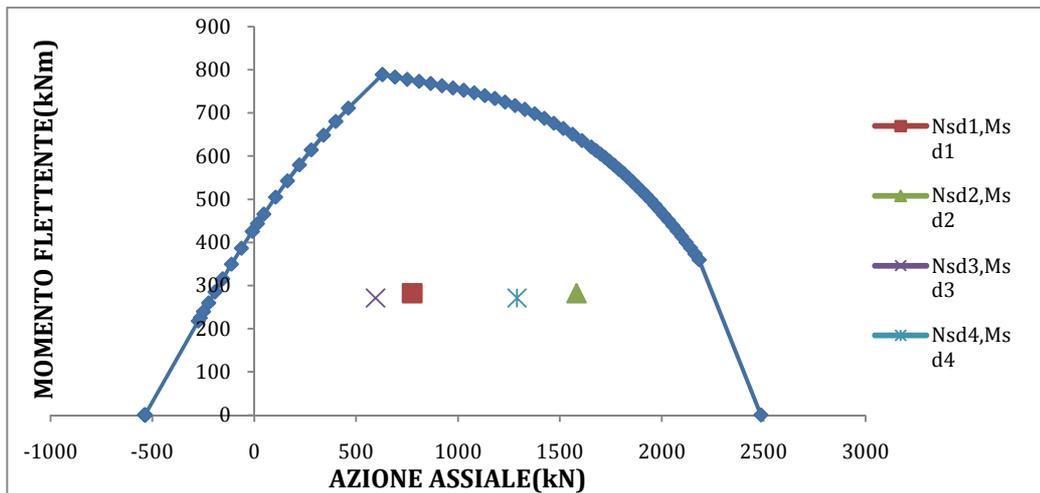


Figura 6.13: Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO STATICO).

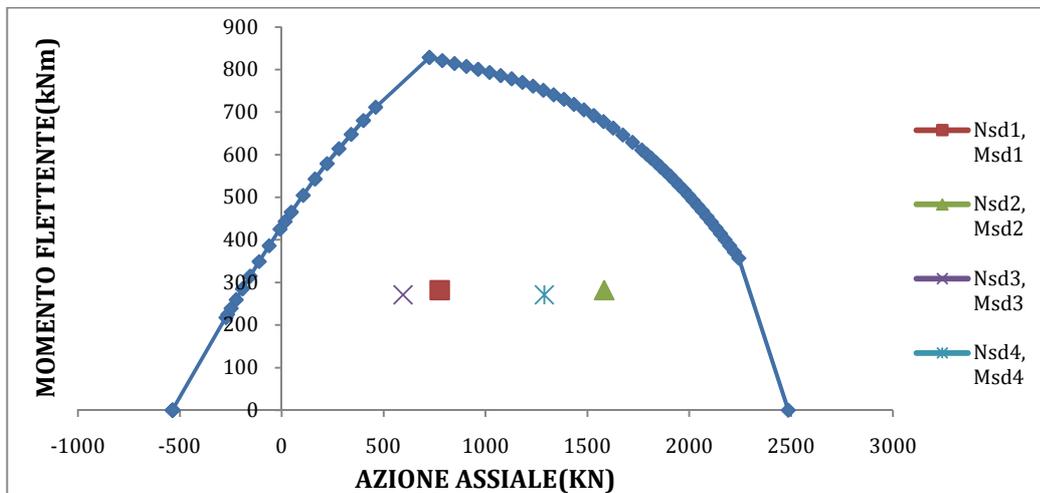


Figura 6.14: Dominio M-N elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO STATICO).

Anche in questo caso, un confronto più diretto tra i domini rappresentati in figura 6.13 e 6.14, può essere fornito mediante la sovrapposizione dei due domini in un unico grafico, riportato in figura 6.15, il quale mostra come l'incremento di deformazione ultima conferito dal confinamento, porti ad un incremento di resistenza a compressione.

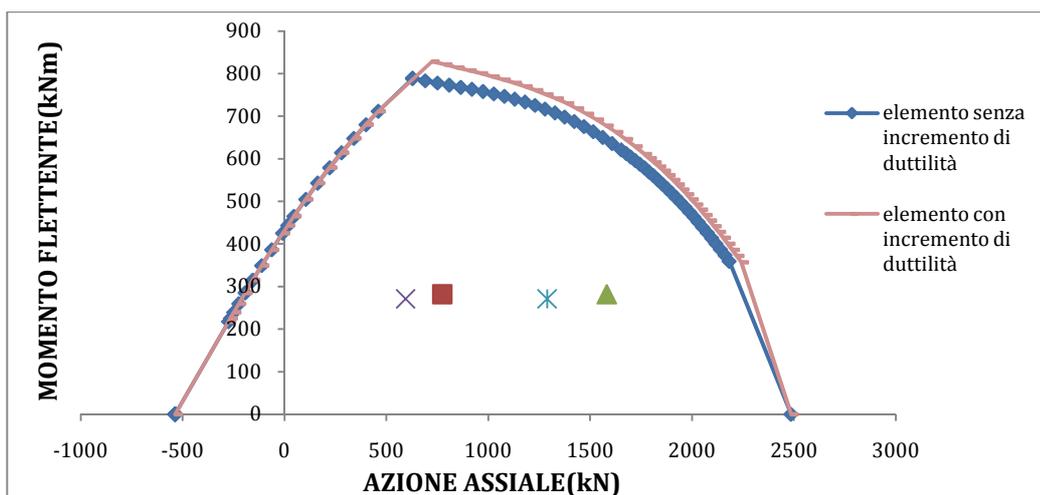


Figura 6.15: Confronto tra Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità e elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO STATICO).

Quanto sopra detto per i carichi statici, vale anche per i carichi sismici.
 In particolare in tabella 6.16 si riportano le sollecitazioni da verificare per l'edificio lato mare.

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	557 kN
MSd 1 =	525 kNm
NSd 2 =	1097 kN
MSd 2 =	525 kNm

Tabella 6.16: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

I domini costruiti per l'elemento confinato, senza e con incremento di duttilità, per l'edificio lato mare, sono riportati qui di seguito in figura 6.17 e 6.18.

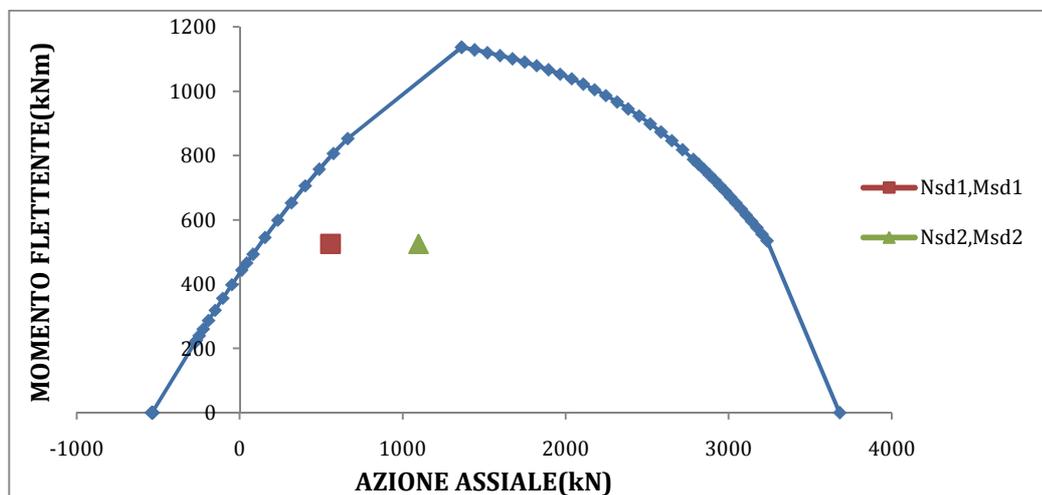


Figura 6.17: Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

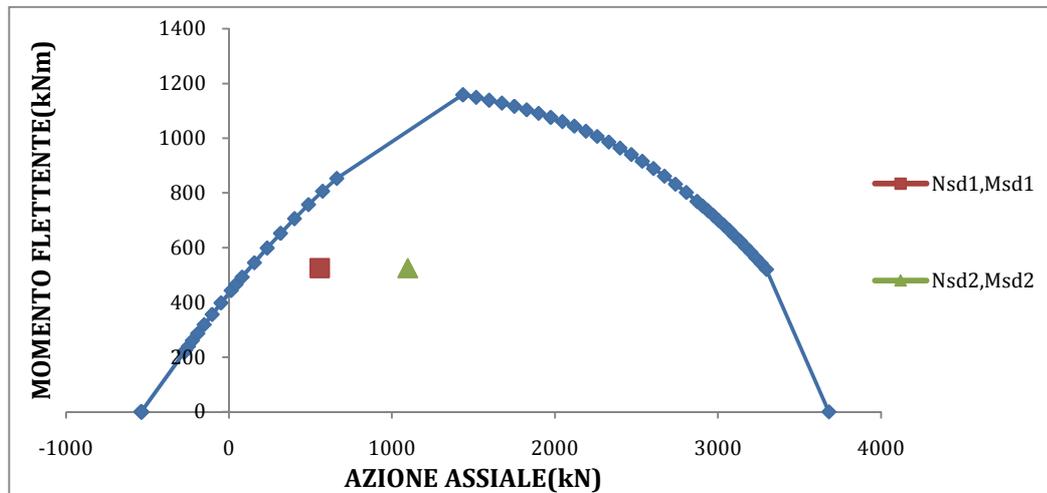


Figura 6.18: Dominio M-N elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

L'incremento di resistenza a compressione, dovuto all'incremento della deformazione ultima per l'elemento confinato, è ben definito in figura 6.19.

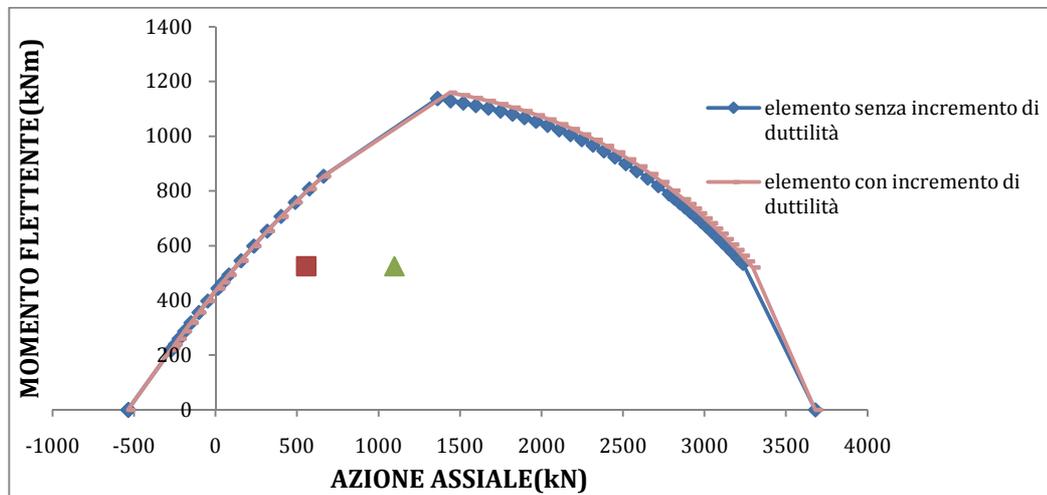


Figura 6.19: Confronto tra Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità e elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

Per l'edificio situato nel lato stazione, le azioni agenti sono riportate in tabella 6.20.

Sollecitazioni da verificare Lato Stazione	
NSd 1 =	522 kN
MSd 1 =	495 kNm
NSd 2 =	1120 kN
MSd 2 =	495 kNm

Tabella 6.20: Sollecitazioni da verificare (edificio lato stazione).

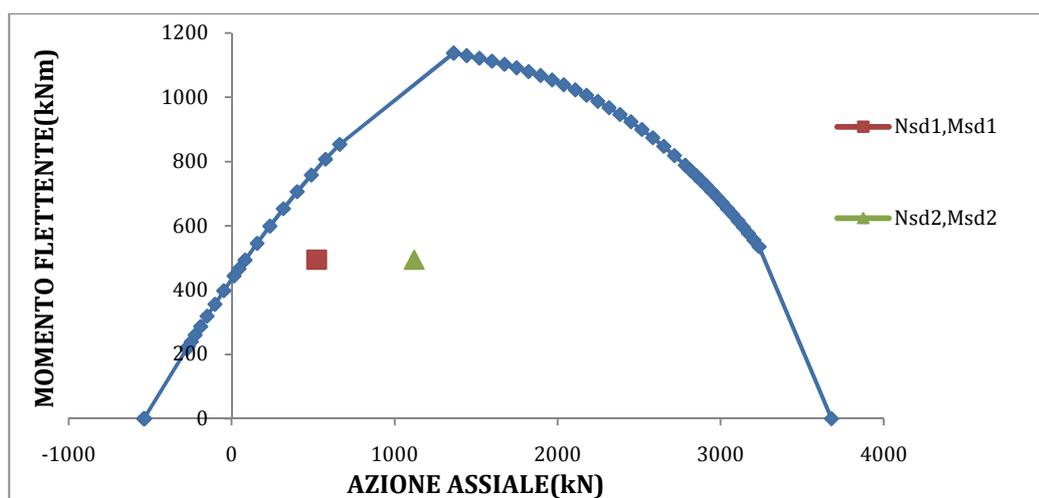


Figura 6.21: Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

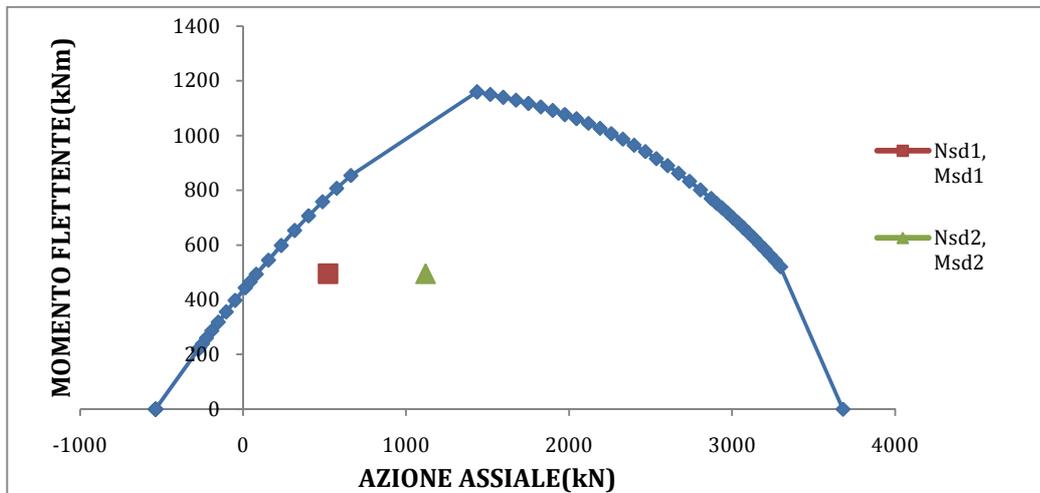


Figura 6.22: Dominio M-N elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

In questo caso in figura 6.23 è meno visibile l'incremento di resistenza a compressione conferito dal confinamento.

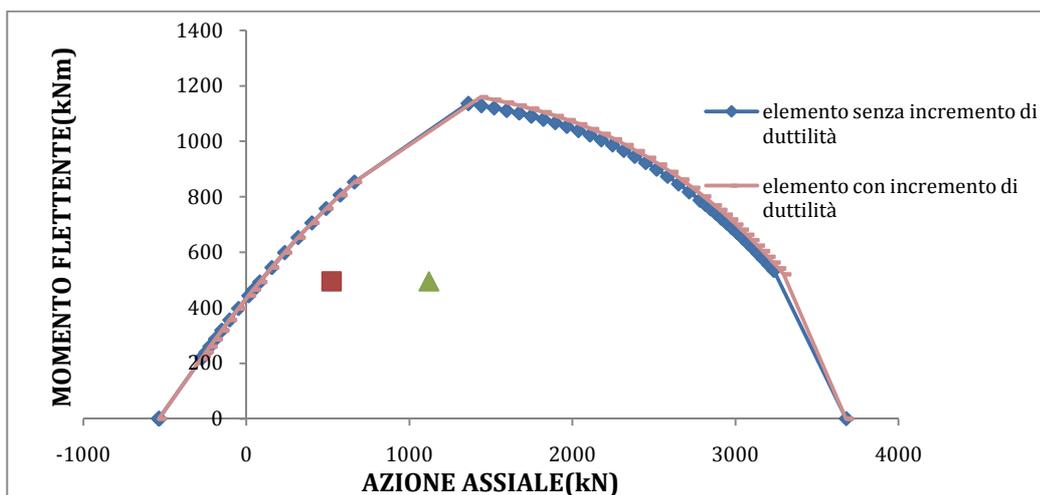


Figura 6.23: Confronto tra Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità e elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

Sezione M11

Analogamente a quanto visto per la sezione M08, qui di seguito vengono riportati i Domini di interazione M-N sia per l'elemento confinato senza incremento di duttilità che per l'elemento con incremento di duttilità.

Si noti che le caratteristiche dei materiali rimangono invariate, rispetto alla sezione M08; cambia invece la geometria della sezione e più precisamente l'armatura di rinforzo, come esposto nel paragrafo 3.2.

In tabella 6.24 sono riportate le caratteristiche geometriche della sezione in oggetto.

Caratteristiche geometriche della sezione M11	
Base	112 cm
Altezza	174 cm
Altezza utile	170 cm
Armatura inferiore	3,14 cmq
Armatura superiore	3,14 cmq
Copriferro inferiore	4 cm
Copriferro superiore	4 cm

Tabella 6.24: Caratteristiche geometriche della sezione M11.

Anche in questo caso si differenzia il caso statico da quello sismico.

In tabella 6.25 vengono riportate le sollecitazioni da verificare nel caso statico per l'edificio lato mare.

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	1137 kN
MSd 1 =	207 kNm
NSd 2 =	1315 kN
MSd 2 =	207 kNm
NSd 3 =	891 kN
MSd 3 =	204 kNm
NSd 4 =	1061 kN
MSd 4 =	204 kNm

Tabella 6.25: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

In figura 6.26 e 6.27 vengono riportati i domini di interazione rispettivamente per l'elemento privo di incremento di deformazione ultima e per l'elemento con deformazione ultima pari a quella confinata.

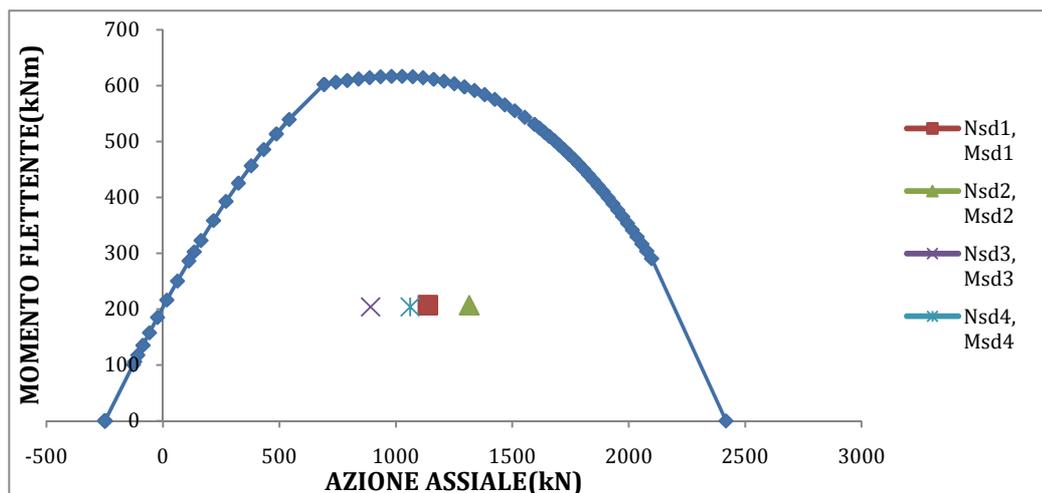


Figura 6.26: Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO STATICO).

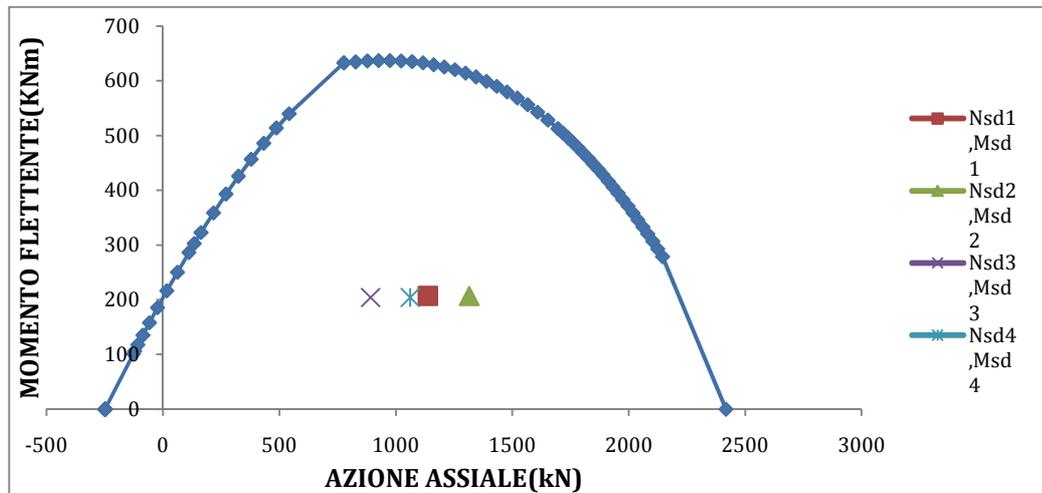


Figura 6.27: Dominio M-N elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO STATICO).

Il confronto, come visto precedentemente, consente una visualizzazione più significativa dell'influenza che ha l'incremento di duttilità sulla forma dei domini.

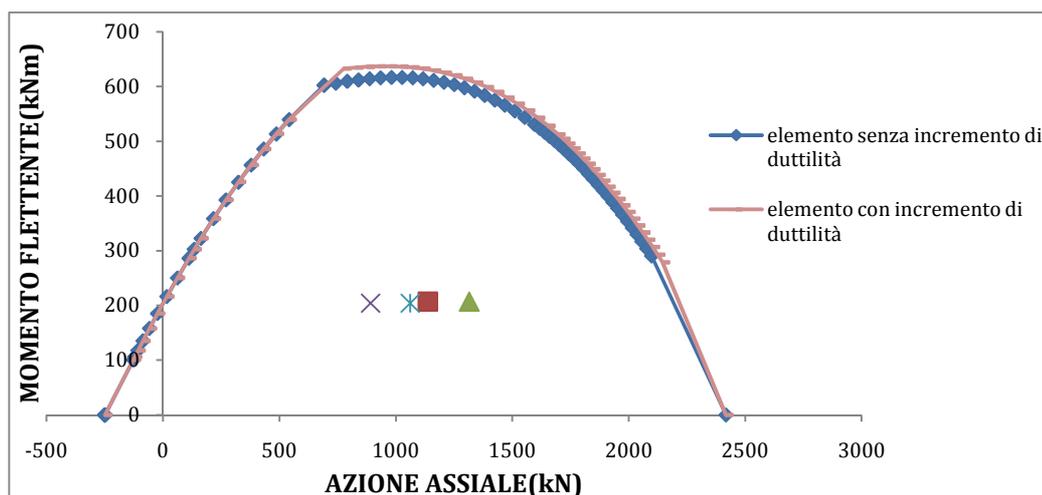


Figura 6.28: Confronto tra Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità e elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO STATICO).

Per i carichi sismici il discorso è analogo, potendosi fornire dei confronti, sia per l'edificio lato mare che per quello lato stazione, in termini di incremento di deformazione ultima dell'elemento.

In figura 6.29 vengono riportate le sollecitazioni da verificare per l'edificio situato lato mare.

Sollecitazioni da verificare Lato Mare	
NSd 1 =	539 kN
MSd 1 =	306 kNm
NSd 2 =	371 kN
MSd 2 =	306 kNm

Tabella 6.29: Sollecitazioni da verificare (edificio lato mare).

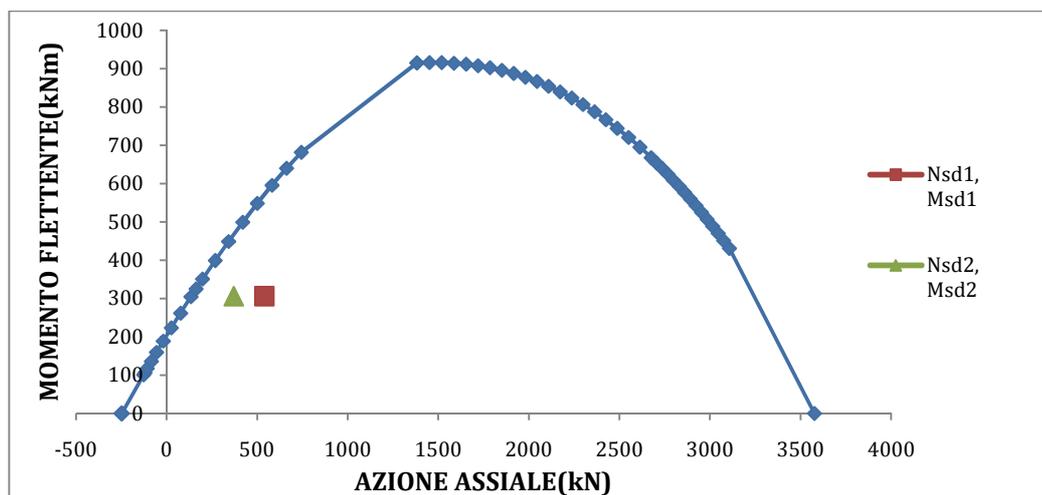


Figura 6.30: Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

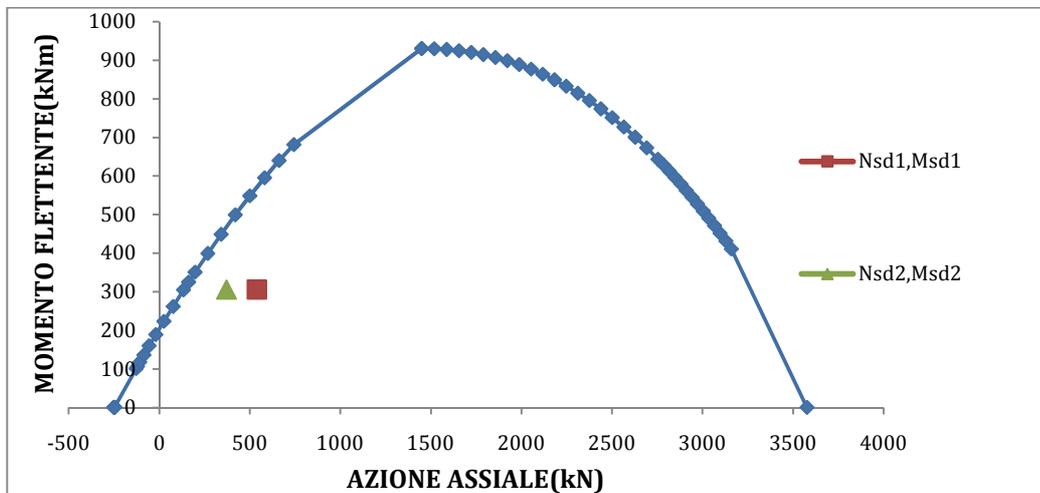


Figura 6.31: Dominio M-N elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

Ancora una volta, per un confronto che consenta una distinzione più netta tra i due domini riferiti all'elemento confinato senza e con incremento di duttilità, in figura 6.32 si riporta la sovrapposizione tra i domini suddetti.

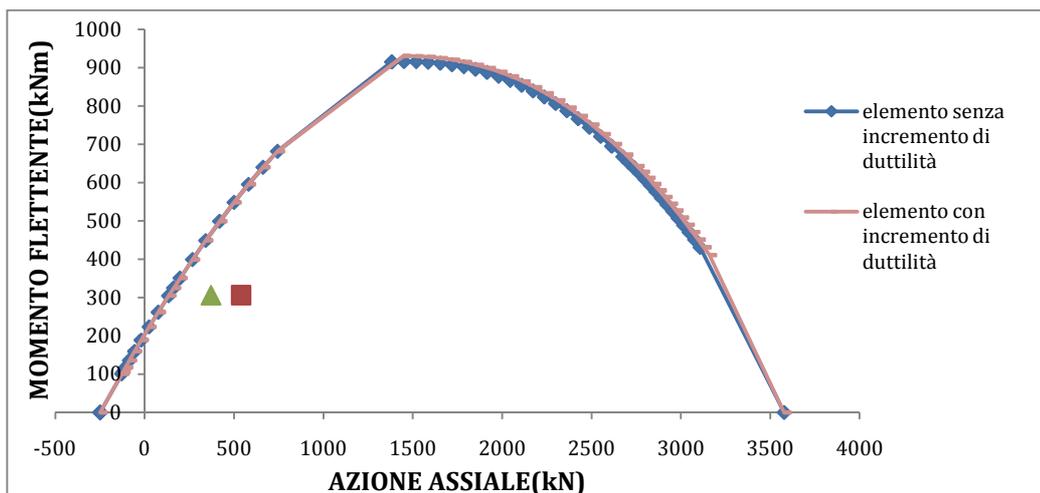


Figura 6.32: Confronto tra Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità e elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato mare (CASO SISMICO).

Per l'edificio lato stazione il discorso non cambia, e in figura 6.36 si evidenzia come, anche in tal caso, considerare la deformazione ultima dell'elemento confinato, e non quella dell'elemento non confinato, porti ad avere un incremento della resistenza a compressione di progetto.

Solllecitazioni da verificare Lato Stazione	
NSd 1 =	320 kN
MSd 1 =	233 kNm
NSd 2 =	499 kN
MSd 2 =	233 kNm

Tabella 6.33: Sollecitazioni da verificare (edificio lato stazione).

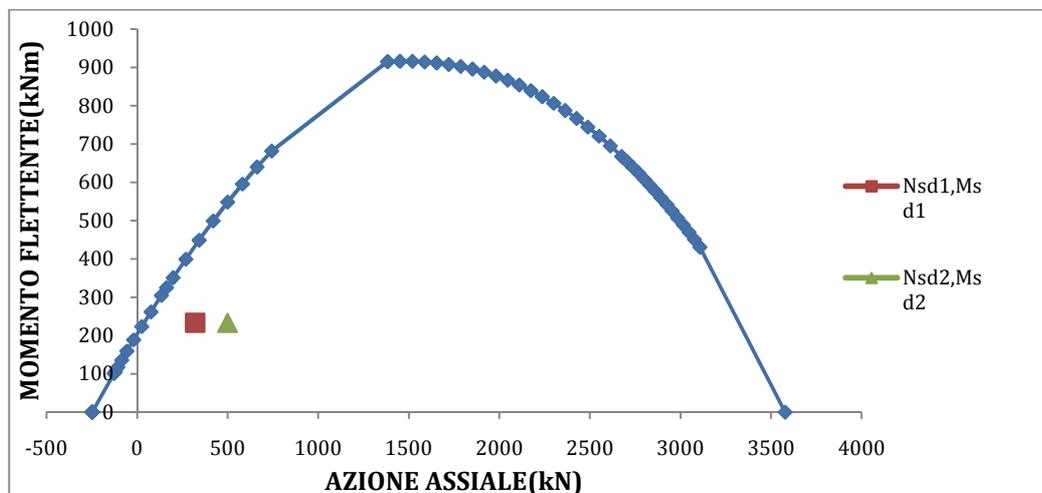


Figura 6.34: Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

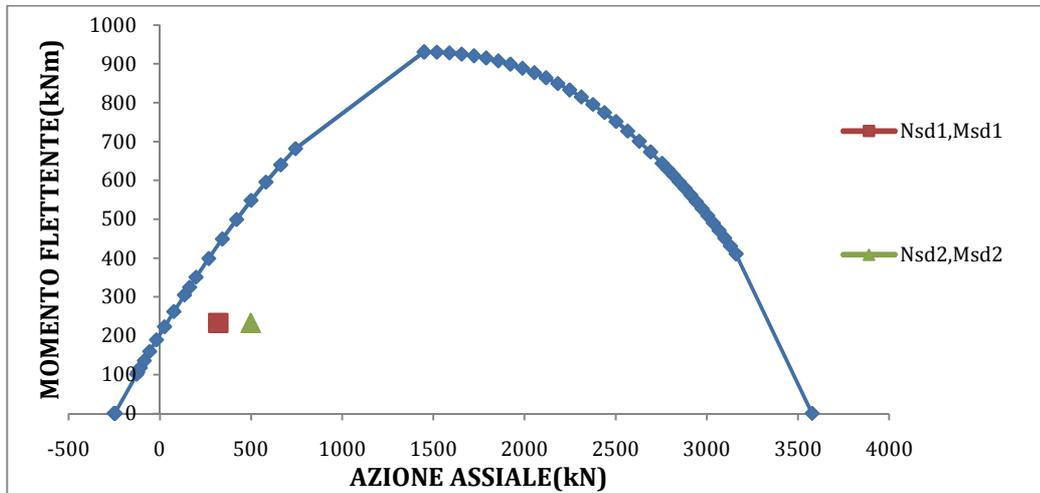


Figura 6.35: Dominio M-N elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

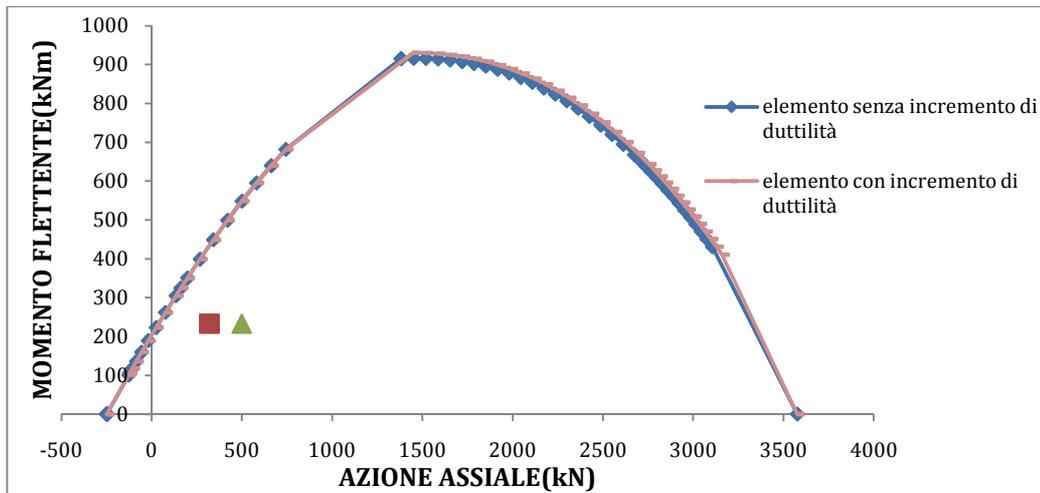


Figura 6.36: Confronto tra Dominio M-N elemento confinato senza incremento di duttilità e elemento confinato con incremento di duttilità; Edificio lato stazione (CASO SISMICO).

I domini sopra riportati e i confronti forniti mettono in evidenza come un intervento di confinamento ben progettato porti ad un incremento di resistenza e di duttilità.

Tale incremento è ancora più evidente in termine di curvatura, giacché la duttilità sezionale è definita come rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura al limite elastico.

A tal proposito nel paragrafo che segue vengono costruiti i diagrammi Momento-Curvatura.

6.4 Diagramma Momento-Curvatura del pilastro confinato

La duttilità dei singoli elementi strutturali, con cui sono realizzate le ordinarie costruzioni civili e industriali, costituisce un importante indice per caratterizzare la resistenza delle strutture all'effetto di un sisma. Globalmente per l'intera struttura questo indice prende il nome di duttilità strutturale e si indica con m .

Per le costruzioni realizzate in zona sismica la duttilità strutturale assume un significato di assoluto rilievo.

L'importanza di questo parametro progettuale nella fase di predimensionamento consiste proprio nel fatto che essa racchiude in sé la capacità che ha la struttura di resistere, oltre i propri limiti elastici, a terremoti di elevata intensità.

In particolare la struttura consente di attenuare la risposta all'azione sismica mediante la capacità dissipativa delle proprie risorse duttili.

Più precisamente la valutazione dei parametri di duttilità va fatta in termini di curvatura se riferiti alla sezione.

La duttilità di una sezione rappresenta la resistenza della sezione oltre il limite elastico, ovvero rappresenta l'impegno di deformazione plastica (per curvatura) che essa è in grado di assorbire (prima della rottura) rispetto al limite del comportamento elastico.

In parole semplici la duttilità può definirsi come la capacità che ha la sezione di deformarsi molto (grandi rotazioni) a sollecitazioni pressoché costanti.

Questo è molto importante poiché l'azione sismica su di una struttura produce nelle sezioni critiche deformazioni che si propagano ben oltre il limite elastico.

Per questo motivo si adottano criteri progettuali che aumentino la duttilità delle sezioni.

La risposta sismica di una struttura pressoinflessa in particolare è fortemente condizionata dal legame tra il Momento flettente M e la curvatura χ della sua sezione, che riveste quindi un ruolo fondamentale nella caratterizzazione della duttilità sezionale, definita come il rapporto tra la curvatura allo stato ultimo e quella allo snervamento.

Si noti che in realtà nel caso oggetto di studio non si può parlare di snervamento in quanto i compositi fibrorinforzati, a differenza dell'acciaio, hanno un comportamento elastico lineare fino a rottura, non consentendo quindi la definizione di una soglia di snervamento.

Si è quindi approssimato tale valore di curvatura con quello che compete alla sezione in corrispondenza del superamento del limite di deformazione elastica da parte della muratura.

Riferendoci quindi alla nostra sezione la determinazione del diagramma $M-\chi$, per un valore fissato dell'azione assiale N , può agevolmente effettuarsi seguendo un procedimento iterativo, ipotizzando per i materiali le leggi costitutive descritte al punto 5.2.1 della presente relazione.

Il procedimento iterativo seguito, valido sia per l'elemento non confinato che per quello confinato, può essere così schematizzato:

1. si fissa il pivot, coincidente con un valore di deformazione della muratura;
2. si fissa un valore di curvatura di primo tentativo;
3. si definisce la posizione dell'asse neutro corrispondente al valore di curvatura di primo tentativo;

4. per l'ipotesi secondo cui le sezioni si mantengono piane anche dopo deformazione, si determinano le deformazioni nel rinforzo, mediante la similitudine dei triangoli;
5. si calcolano le risultanti delle azioni agenti sul rinforzo e sulla muratura (queste ultime in particolare variano a seconda del legame costitutivo adottato);
6. si impone l'equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$N = N_m + N_{FRP} + N'_{FRP} \quad (6.22)$$

7. si confronta il valore di N così ottenuto con l'azione sollecitante \underline{N} ;
8. il procedimento continua, modificando il valore della curvatura al passo 2, finché non si determina il valore di curvatura cui corrisponde un valore di N che si discosta di poco dal valore dell'azione sollecitante \underline{N} (circa 10^{-3}).
9. si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro della sezione, per determinare il valore del momento flettente corrispondente al valore di curvatura determinato.

I diagrammi riportati qui di seguito sono stati costruiti considerando 4 punti significativi per la muratura:

- valore di deformazione ultima (punto 1);
- valore di deformazione al limite elastico (punto 3);
- valore intermedio tra la deformazione ultima e quella al limite elastico (punto 2);
- valore intermedio tra la deformazione al limite elastico e la deformazione nulla (punto 4).

Inoltre essi si differenziano per il tipo di legame adottato per la muratura, per le azioni sollecitanti, per la sezione considerata (M08 o

M11) per il caso analizzato (caso statico o caso sismico) e per la presenza o meno del confinamento.

Sezione M08

In tabella 6.37 si riportano, per il caso statico, i valori del diagramma momento curvatura, ottenuti per l'elemento non confinato nel caso di legame adottato di tipo parabola rettangolo.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,717%)	740,1306546	0,000089758
863 kN	2° (0,428%)	602,6063763	0,000049526
	3° (0,287%)	513,2902975	0,000029070
	4° (0,190%)	398,420906	0,000015090
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,717%)	629,8606782	0,000057814
1480 kN	2° (0,428%)	517,5610139	0,000030424
	3° (0,287%)	408,6257823	0,000017365
	4° (0,190%)	273,4408308	0,000008169
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.37: Valori diagramma $M-\chi$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

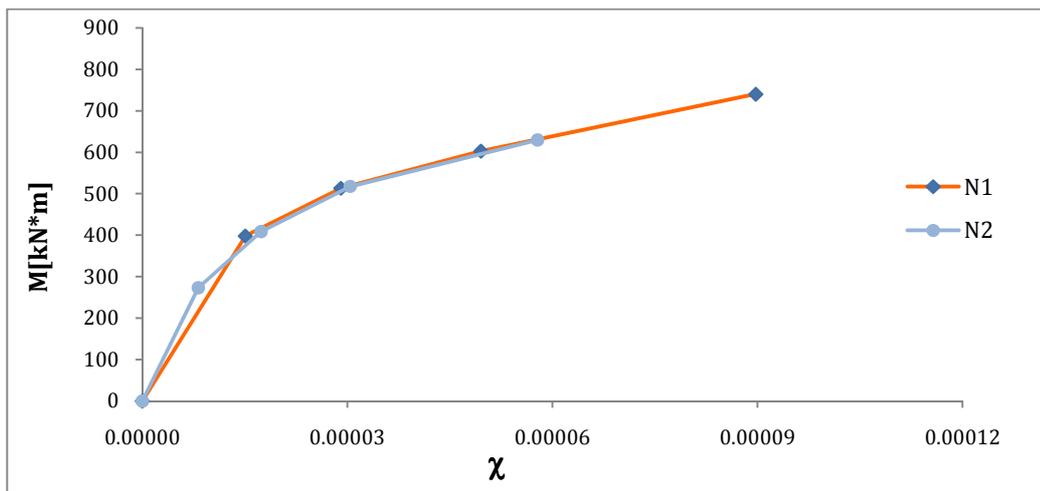


Figura 6.38: Diagramma $M-\chi$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

Per l'elemento confinato, i valori di riferimento del relativo diagramma momento curvatura sono riportati in tabella 6.39.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,814%)	812,6302703	0,000106557
863 kN	2° (0,428%)	625,6983993	0,000051622
	3° (0,287%)	533,8065764	0,000030401
	4° (0,195%)	427,3691707	0,000016532
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,814%)	722,8696416	0,000070102
1480 kN	2° (0,428%)	560,5278218	0,000031883
	3° (0,287%)	453,8619409	0,000018228
	4° (0,195%)	382,8157893	0,000009403
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.39: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

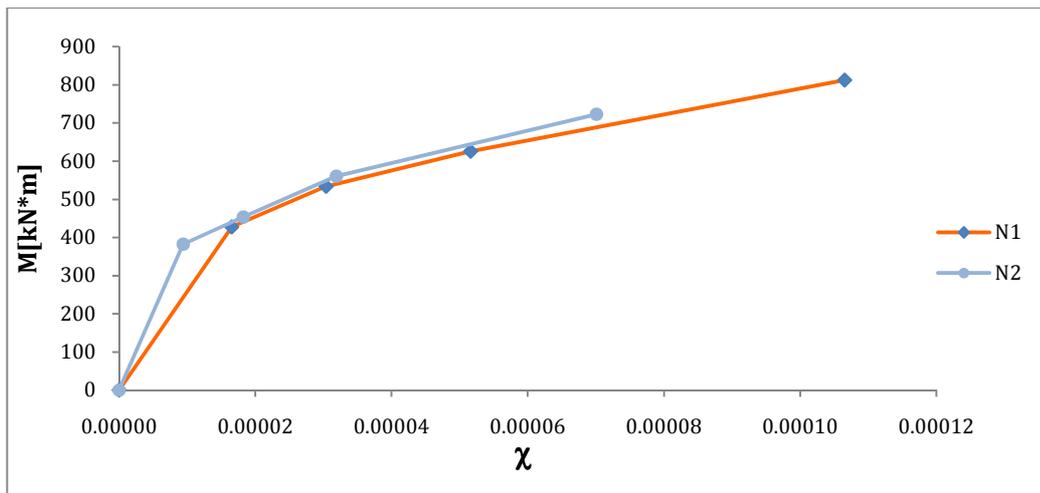


Figura 6.40: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

Un primo confronto tra i diagrammi di figura 6.39 e 6.40, evidenzia come per l'elemento confinato si raggiungano un valore di curvatura ultima e di momento resistente maggiori rispetto all'elemento non confinato, questo a parità di sollecitazione agente.

In tabella 6.41 e in figura 6.42 sono riportati i valori di calcolo e il corrispondente diagramma per l'elemento non confinato, nel caso di adozione del legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,717%)	718,681179	0,00008471100
863 kN	2° (0,428%)	569,069235	0,00004356500
	3° (0,287%)	426,9850003	0,00002244600
	4° (0,190%)	202,5413583	0,0000098042
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,717%)	615,1810813	0,00005395000
1480 kN	2° (0,428%)	479,0844063	0,00002634200
	3° (0,287%)	403,3843405	0,00001235000
	4° (0,190%)	0	0,0000
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.41: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

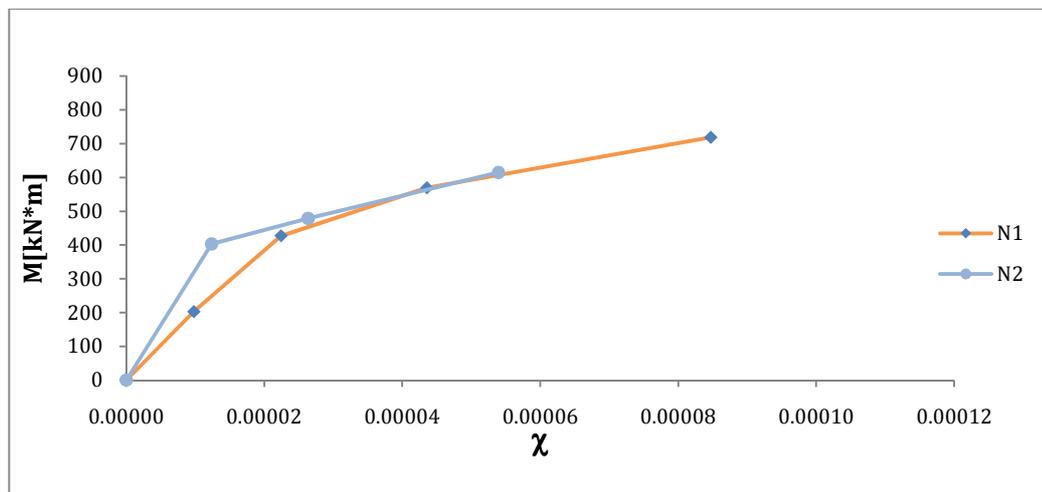


Figura 6.42: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

Nel caso di legame di tipo di triangolo rettangolo, mediante il procedimento iterativo si sono individuati i seguenti valori di Momento e Curvatura, riportati in tabella 6.43.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,814%)	791,8548497	0,00010160200
863 kN	2° (0,428%)	591,0181619	0,00004544300
	3° (0,287%)	426,9883817	0,00002244710
	4° (0,190%)	200,6368781	0,00000980472
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,814%)	692,7004296	0,00006616300
1480 kN	2° (0,428%)	522,1007759	0,00002761800
	3° (0,287%)	427,7353748	0,00001235020
	4° (0,190%)	52,40956084	0,00000120078
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.43: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

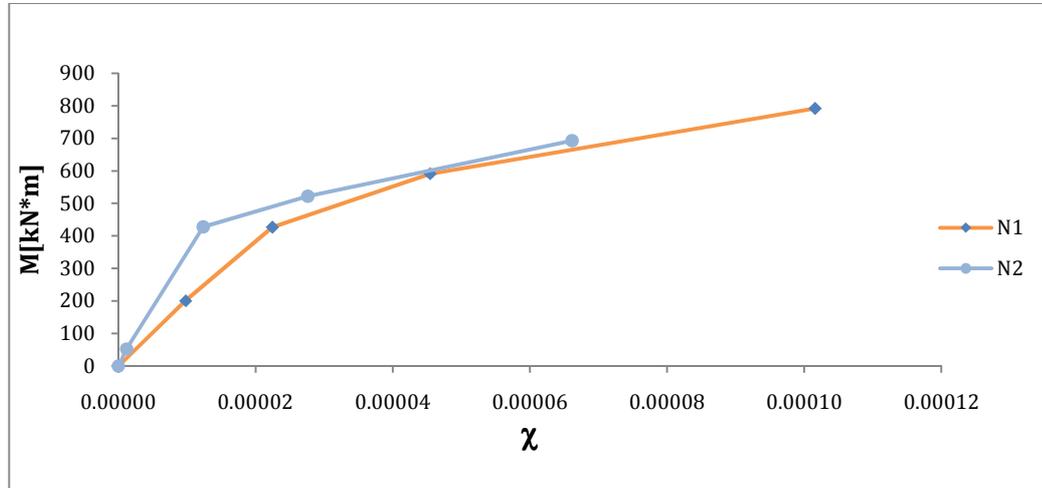


Figura 6.44: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

Analogamente a quanto fatto per il caso statico, anche per il caso sismico vengono riportate le tabelle e i relativi grafici dei Diagrammi Momento-Curvatura.

In particolare in tabella 6.45 si riportano in valori relativi al legame di tipo parabola rettangolo, che hanno consentito di graficare il diagramma in figura 6.46.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,08%)	1199,261956	0,000206556
557 kN	2° (0,65%)	903,3495126	0,000128127
	3° (0,43%)	710,8624859	0,000081886
	4° (0,25%)	496,1401074	0,000038092
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,08%)	1133,616309	0,000150938
1097 kN	2° (0,65%)	907,8632455	0,000085925
	3° (0,43%)	762,3828479	0,000050742
	4° (0,25%)	337,9231598	0,000021174
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.45: Valori diagramma $M-\bar{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

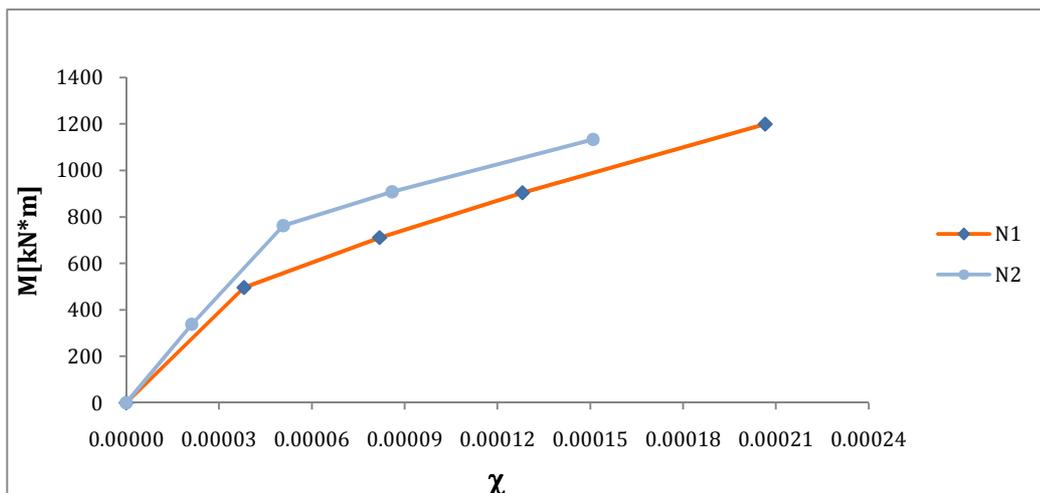


Figura 6.46: Diagramma $M-\bar{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

In tabella 6.47 si fa riferimento all'elemento confinato, e il relativo grafico è riportato in figura 6.48.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,15%)	1267,01119	0,000222209
557 kN	2° (0,65%)	921,7245979	0,000130795
	3° (0,43%)	722,3131941	0,000083221
	4° (0,25%)	505,7120516	0,000039144
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,15%)	1199,752051	0,000164767
1097 kN	2° (0,65%)	929,0927612	0,000088215
	3° (0,43%)	778,0839611	0,000051800
	4° (0,25%)	340,6961864	0,000021855
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.47: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO SISMICO).

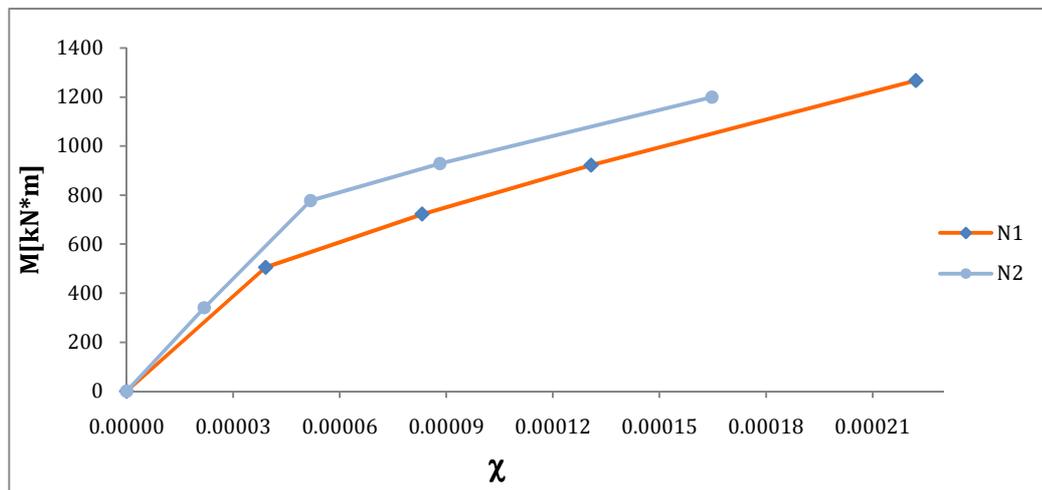


Figura 6.48: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO SISMICO).

Per il legame triangolo rettangolo, la tabella 6.49 e il diagramma 6.50 mostrano i valori ottenuti per l'elemento non confinato, sempre nel caso di carichi sismici.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,08%)	1157,788833	0,00019808613
557 kN	2° (0,65%)	841,8082461	0,00011667082
	3° (0,43%)	609,972879	0,00006645081
	4° (0,25%)	211,289403	0,00002096838
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,08%)	1098,475416	0,00014299334
1097 kN	2° (0,65%)	855,5701518	0,00007620767
	3° (0,43%)	646,0057579	0,00003917988
	4° (0,25%)	229,8913356	0,00001343819
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.49: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

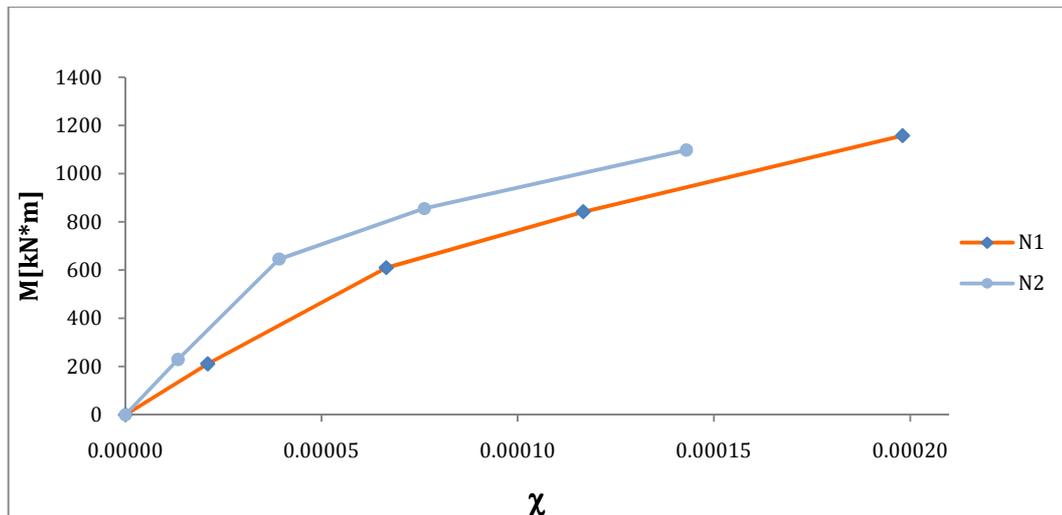


Figura 6.50: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

Per l'elemento confinato, i cui valori di Momento e Curvatura sono riportati in tabella 6.51, si fa riferimento al diagramma riportato in figura 6.52 che mostra l'incremento di duttilità offerto dall'intervento di confinamento, in confronto al caso non confinato riportato in figura 6.50.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,15%)	1226,489862	0,00021390500
557 kN	2° (0,65%)	858,8370678	0,00011913236
	3° (0,43%)	609,972879	0,00006645081
	4° (0,25%)	230,9316173	0,00002568267
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,15%)	1160,548367	0,00015688986
1097 kN	2° (0,65%)	875,5193473	0,00007827848
	3° (0,43%)	646,0057577	0,00003917989
	4° (0,25%)	249,1916691	0,00001343819
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.51: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento confinato (CASO SISMICO).

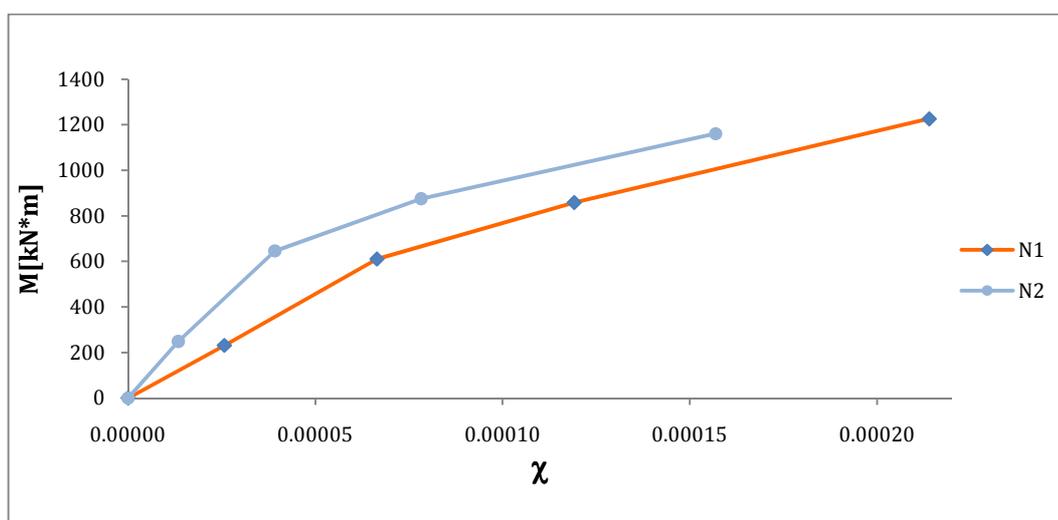


Figura 6.52: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento confinato (CASO SISMICO)

Sezione M11

Analogamente a quanto fatto per la sezione M08 qui di seguito si fornisce un confronto in termini di Diagramma Momento-Curvatura tra l'elemento non confinato e quello confinato, differenziando i diagrammi a seconda del tipo di legame adottato.

Per l'elemento non confinato, considerando il legame di tipo parabola rettangolo, nel caso di carichi statici, si è costruito il diagramma di figura 6.54, mediante l'ausilio della tabella 6.53.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,717%)	591,8298885	0,000088691
891 kN	2° (0,428%)	522,6656812	0,000048143
	3° (0,287%)	467,4873583	0,000027944
	4° (0,190%)	370,3705494	0,000014387
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,717%)	559,4598621	0,000062561
1315 kN	2° (0,428%)	497,6767887	0,000033277
	3° (0,287%)	422,8313637	0,000019104
	4° (0,190%)	238,646094	0,000009583
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.53: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

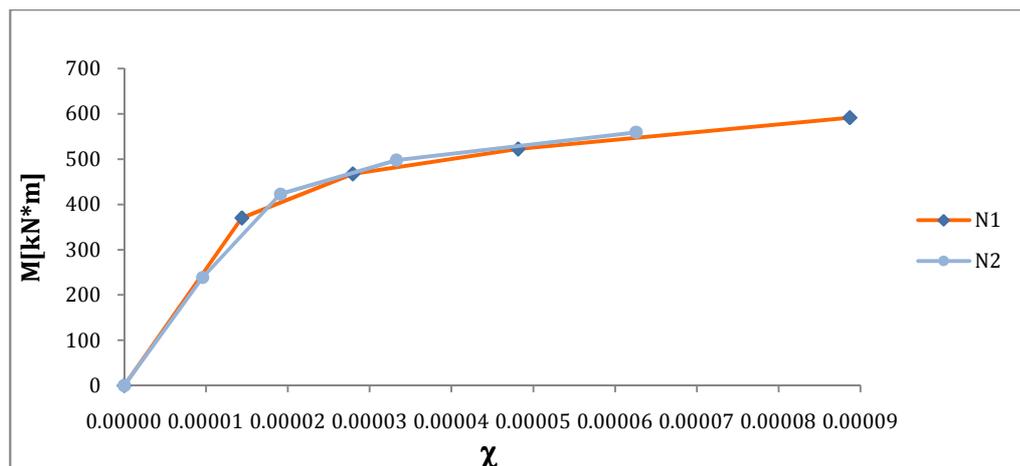


Figura 6.54: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

Analogamente per l'elemento confinato si fa riferimento alla tabella 6.55 e al diagramma 6.56.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,814 %)	636,2937186	0,000106476
891 kN	2° (0,428%)	542,527232	0,000050422
	3° (0,287%)	486,6333954	0,000029319
	4° (0,195%)	399,2159857	0,000015799
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,814%)	625,8243702	0,000075870
1315 kN	2° (0,428%)	532,8520631	0,000034932
	3° (0,287%)	459,8986018	0,000020074
	4° (0,195%)	300,1216816	0,000010734
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.55: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

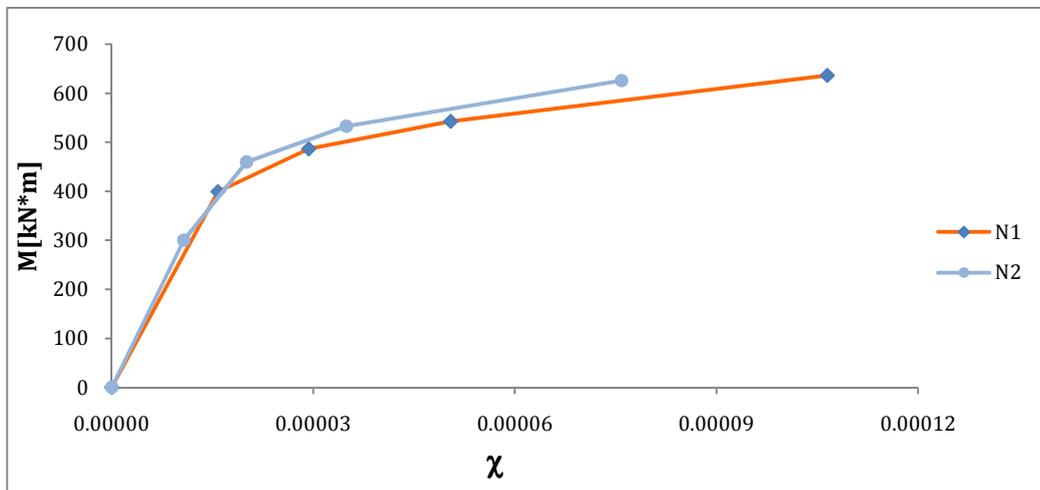


Figura 6.56: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

Per il legame di tipo triangolo rettangolo, vengono riportati qui di seguito i diagrammi Momento Curvatura, con le relative tabelle di calcolo, sia per l'elemento non confinato che per quello confinato.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,717%)	579,1946628	0,00008283300
891 kN	2° (0,428%)	499,7981974	0,00004175504
	3° (0,287%)	386,8954778	0,00002121327
	4° (0,190%)	179,0289683	0,00000904126
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,717 %)	549,0299988	0,00005810891
1315 kN	2° (0,428%)	467,1384548	0,00002867266
	3° (0,287%)	399,0346999	0,00001410059
	4° (0,190%)	0	0,0000
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.57: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

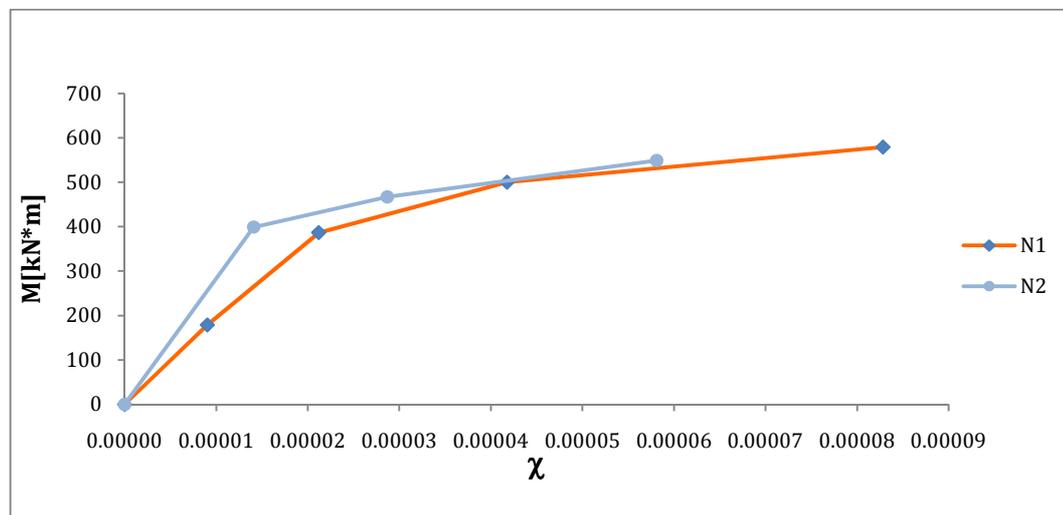


Figura 6.58: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO STATICO).

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (0,814%)	624,0398987	0,00010055874
891 kN	2° (0,428%)	519,290415	0,00004375388
	3° (0,287%)	386,8955002	0,00002121328
	4° (0,129%)	179,0289683	0,00000904126
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (0,814%)	602,4625163	0,00007127767
1315 kN	2° (0,428%)	502,7962108	0,00003010766
	3° (0,287%)	376,7462515	0,00001410059
	4° (0,129%)	0	0
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.59: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

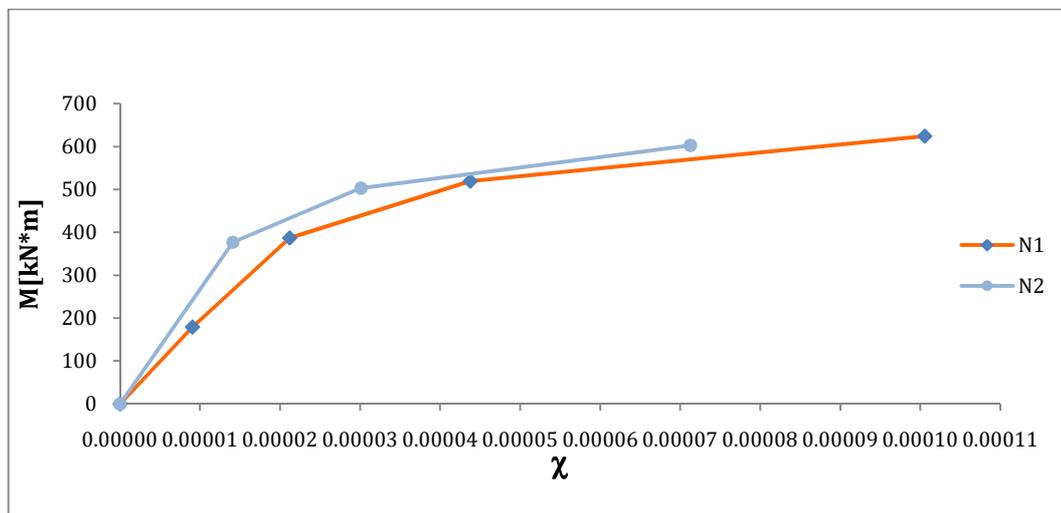


Figura 6.60: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento confinato (CASO STATICO).

Per i carichi sismici il procedimento che si è seguito è stato identico, volto a confrontare i diagrammi costruiti per l'elemento non confinato con quelli costruiti per l'elemento confinato, a seconda del tipo di legame adottato. In tabella 6.61 si riportano i valori per l'elemento non confinato per il legame costitutivo di tipo parabola rettangolo, che hanno permesso di costruire il diagramma di figura 6.62.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,08%)	853,4440081	0,000278928
371 kN	2° (0,65%)	652,2331904	0,000176657
	3° (0,43%)	518,8299357	0,000114519
	4° (0,25%)	372,2323898	0,000054216
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,08%)	850,8049392	0,000241548
539 kN	2° (0,65%)	670,9239799	0,000146591
	3° (0,43%)	554,5007357	0,000091057
	4° (0,25%)	422,3144422	0,000040368
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.61: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

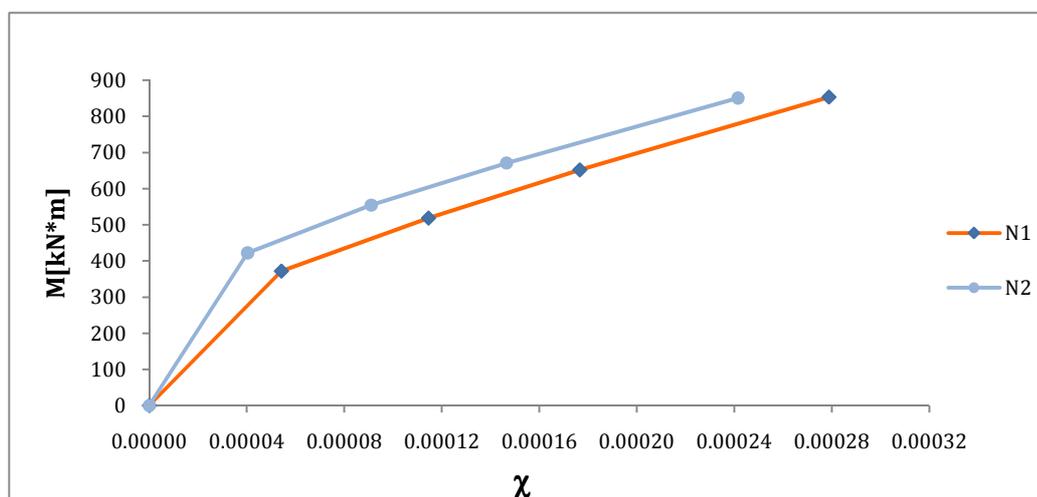


Figura 6.62: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

Analogamente per l'elemento confinato, per il legame di tipo parabola rettangolo, si fa riferimento alla tabella 6.63 e al diagramma relativo, riportato in figura 6.64.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,15%)	899,165828	0,000299653
371 kN	2° (0,65%)	664,5563886	0,000180519
	3° (0,43%)	526,2523157	0,000116491
	4° (0,25%)	378,185688	0,000055731
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,15%)	896,1671314	0,000261283
539 kN	2° (0,65%)	683,5142286	0,000150210
	3° (0,43%)	562,4467785	0,000092835
	4° (0,25%)	429,176656	0,000041603
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.63: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO SISMICO).

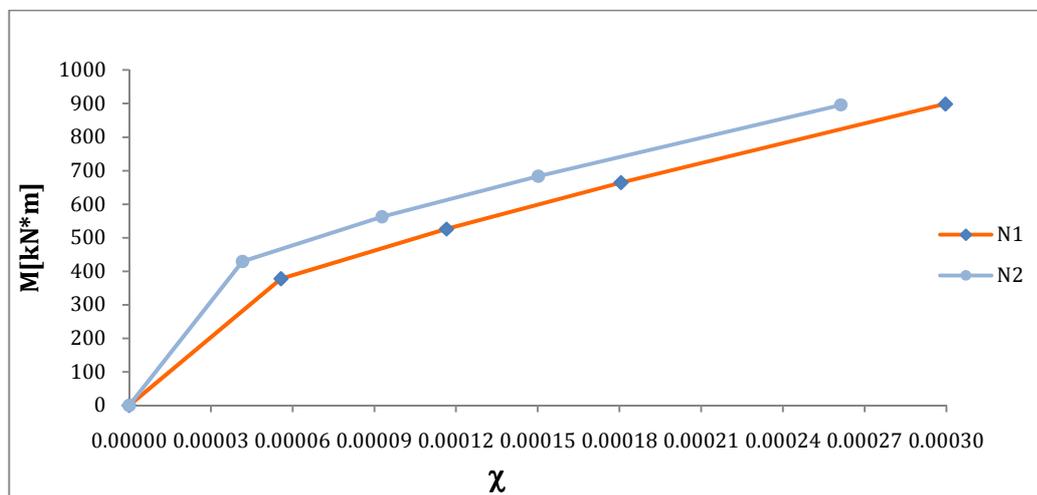


Figura 6.64: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame parabola rettangolo - elemento confinato (CASO SISMICO).

La tabella 6.65 fa riferimento al diagramma costruito nel caso di legame costitutivo di tipo triangolo rettangolo, per l'elemento non confinato, a cui si riferisce il diagramma di figura 6.66.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,08%)	823,0314444	0,00026657599
371 kN	2° (0,65%)	608,5064164	0,00016009807
	3° (0,43%)	451,0104622	0,00009236387
	4° (0,25%)	201,6320713	0,00003638353
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,08%)	822,101533	0,00022955446
539 kN	2° (0,65%)	630,3449243	0,00013115942
	3° (0,43%)	487,4866034	0,00007154714
	4° (0,25%)	196,3399164	0,00002619652
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.65: Valori diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

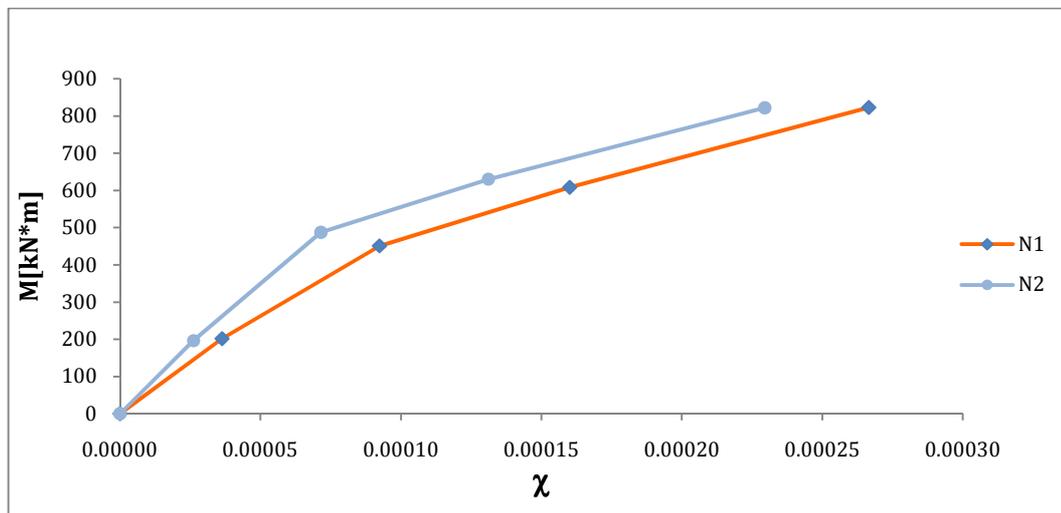


Figura 6.66: Diagramma $M-\tilde{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

Per l'elemento confinato, mediante la tabella 6.67, è stato possibile infine costruire il diagramma di figura 6.68.

	PUNTI	M[kN*m]	χ
PER N1	1° (1,15%)	869,3878861	0,00028752238
371 kN	2° (0,65%)	619,9074652	0,00016365264
	3° (0,43%)	451,0104622	0,00009236387
	4° (0,25%)	201,6321536	0,00003638356
	PUNTO 0	0	0
PER N2	1° (1,15%)	866,1547884	0,00024945291
539 kN	2° (0,65%)	642,0047679	0,00013445969
	3° (0,43%)	487,4866034	0,00007154714
	4° (0,25%)	196,3399164	0,00002619652
	PUNTO 0	0	0

Tabella 6.67: Valori diagramma $M-\bar{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento confinato (CASO SISMICO).

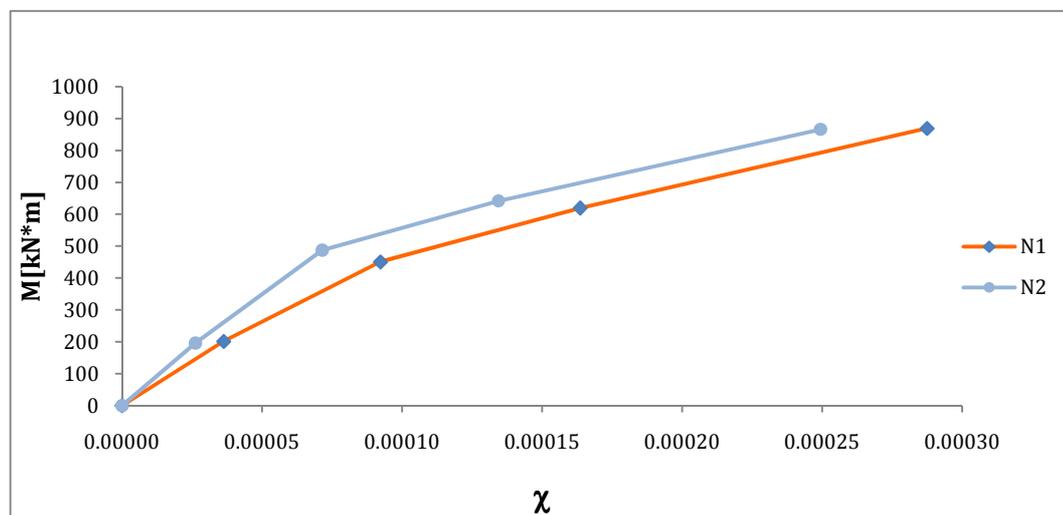


Figura 6.68: Diagramma $M-\bar{\chi}$ legame triangolo rettangolo - elemento non confinato (CASO SISMICO).

Dai diagrammi sopra riportati si evince come, all'aumentare dell'entità dell'azione sollecitante, diminuisca la capacità duttile della sezione.

6.5 Confronto Domini M-N dei pilastri non confinati e confinati

Per fornire una visione più precisa dell'efficacia dell'effetto di confinamento in termini di resistenza a compressione e duttilità, in questo capitolo si fornisce un confronto, sia mediante i Domini M-N sia mediante i diagrammi Momento-Curvatura, tra l'elemento non confinato e quello provvisto di un opportuno sistema di confinamento.

In particolare si seguirà lo schema adottato nei paragrafi precedenti, facendo distinzione, per le sezioni M08 e M11, tra caso statico e caso sismico, tra legame triangolo rettangolo e parabola rettangolo per la muratura nei diagrammi Momento-Curvatura e, in riferimento ai Domini M-N, tra edificio lato mare ed edificio lato stazione.

Per quanto riguarda i diagrammi Momento-Curvatura il confronto sarà inoltre in funzione dell'azione sollecitante considerata.

Per completare la trattazione si fornisce infine una valutazione numerica della duttilità sezionale μ .

Si avrà quindi:

Domini M-N

Sezione M08

- Edificio lato mare - caso statico (figura 6.69);
- Edificio lato mare - caso sismico (figura 6.70);
- Edificio lato stazione - caso statico (figura 6.71);
- Edificio lato stazione - caso sismico (figura 6.72);

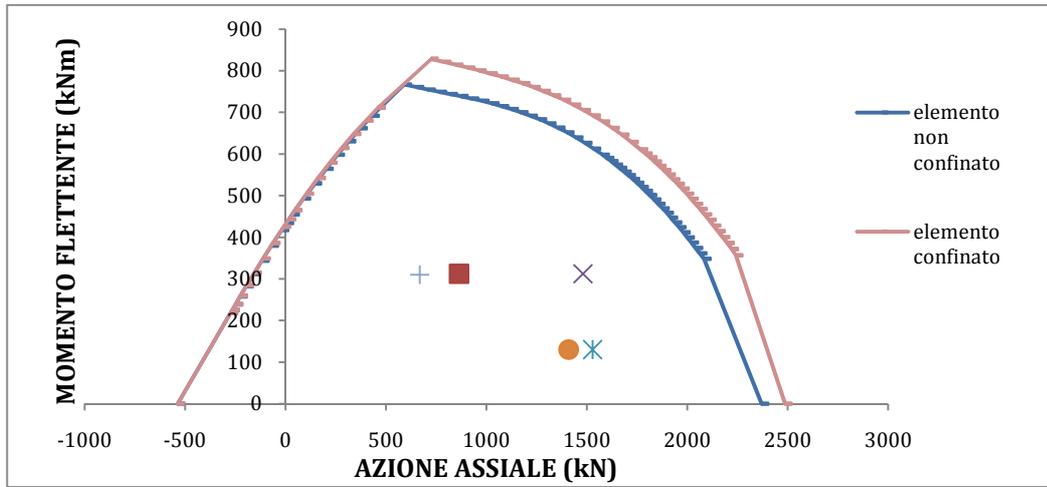


Figura 6.69: Confronto sezione non confinata/confinata-edificio lato mare-caso statico.

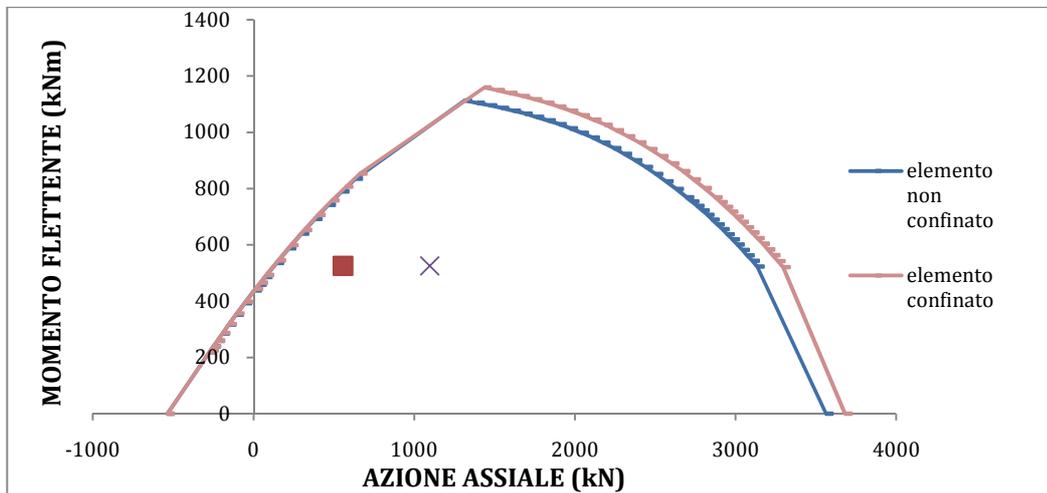


Figura 6.70: Confronto sezione non confinata/confinata-edificio lato mare-caso sismico.

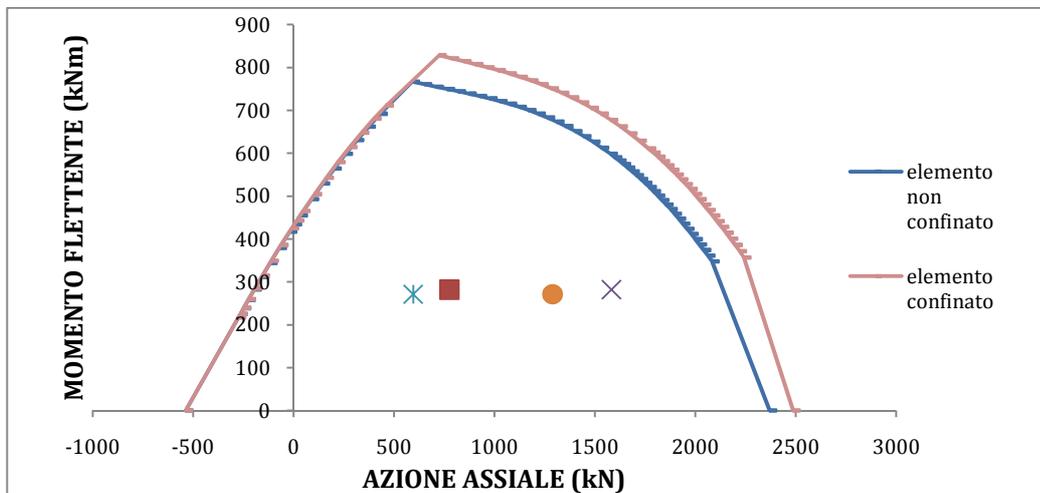


Figura 6.71: Confronto sezione non confinata/confinata-edificio lato stazione-caso statico.

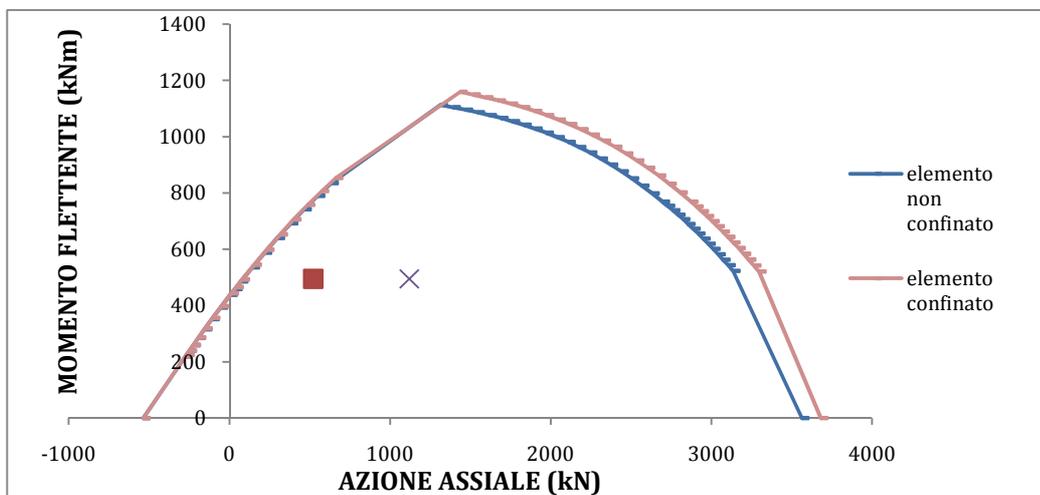


Figura 6.72: Confronto sezione non confinata/confinata-edificio lato stazione-caso sismico.

Sezione M11

- Edificio lato mare - caso statico (figura 6.73);
- Edificio lato mare - caso sismico (figura 6.74);
- Edificio lato stazione - caso sismico (figura 6.75);

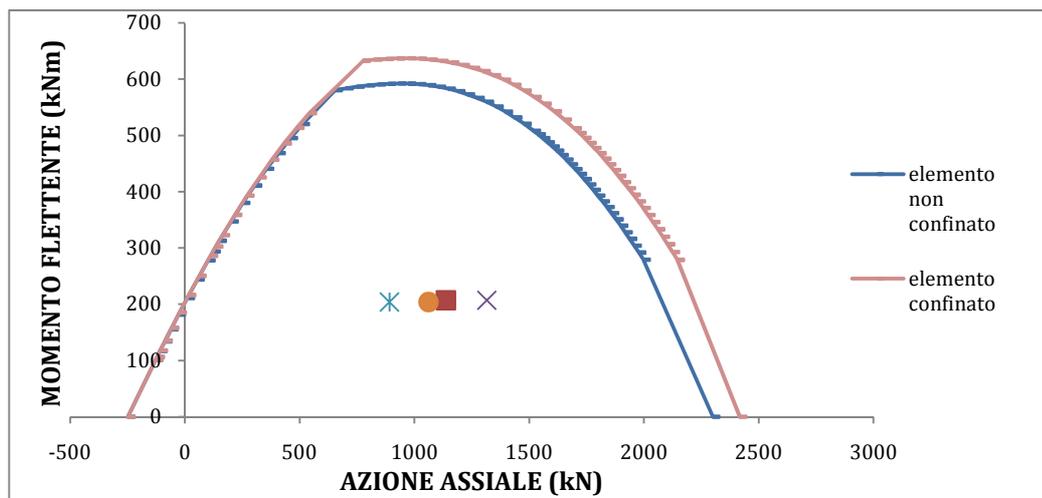


Figura 6.73: Confronto sezione non confinata/confinata-edificio lato mare-caso statico.

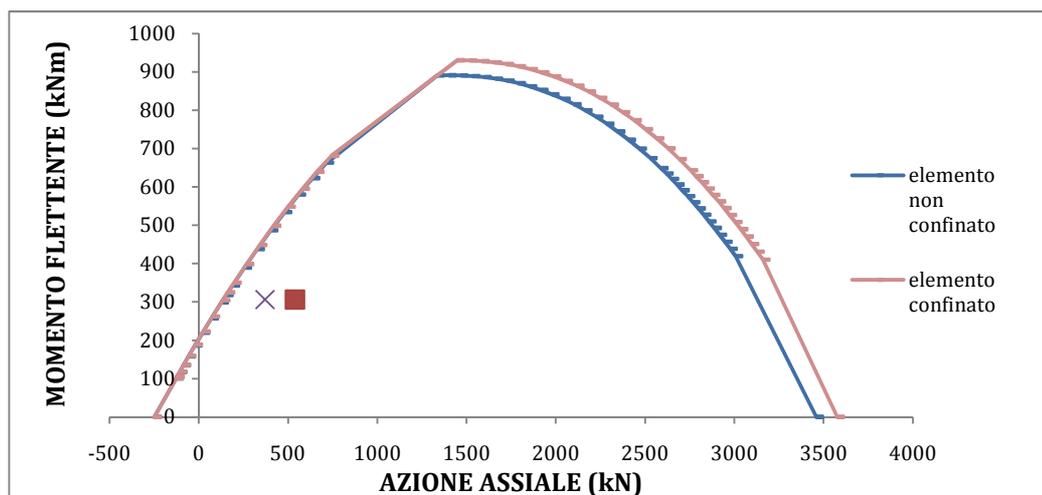


Figura 6.74: Confronto sezione non confinata/confinata-edificio lato mare-caso sismico.

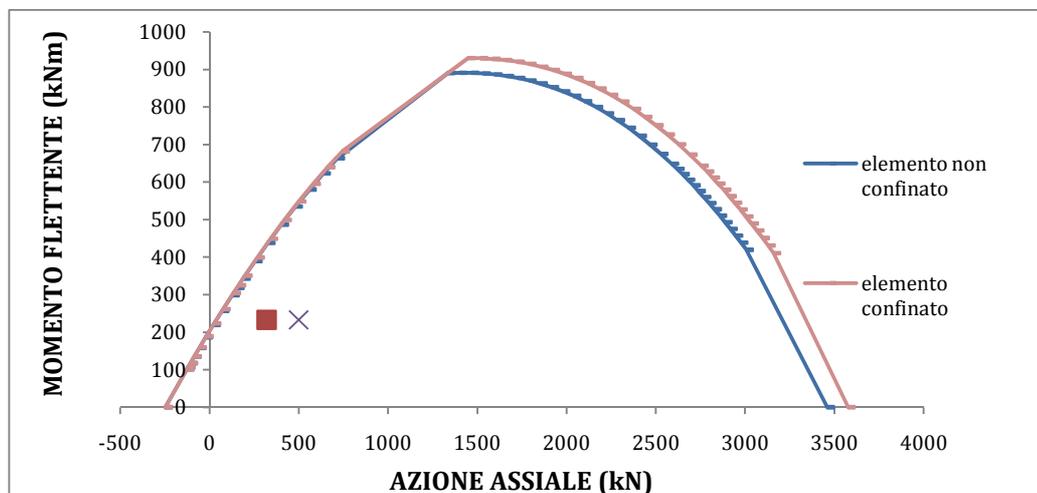


Figura 6.75: Confronto sezione non confinata/confinata-edificio lato stazione-caso sismico.

Diagrammi Momento-Curvatura

Sezione M08

- Carico N1 - legame parabola rettangolo - caso statico (figura 6.76);
- Carico N1 - legame triangolo rettangolo - caso statico (figura 6.77);
- Carico N2 - legame parabola rettangolo - caso statico (figura 6.78);
- Carico N2 - legame triangolo rettangolo - caso statico (figura 6.79);
- Confronto tra i valori di duttilità sezionale (tabella 6.80);
- Carico N1 - legame parabola rettangolo - caso sismico (figura 6.81);
- Carico N1 - legame triangolo rettangolo - caso sismico (figura 6.82);
- Carico N2 - legame parabola rettangolo - caso sismico (figura 6.83);
- Carico N2 - legame triangolo rettangolo - caso sismico (figura 6.84);
- Confronto tra i valori di duttilità sezionale (tabella 6.85);

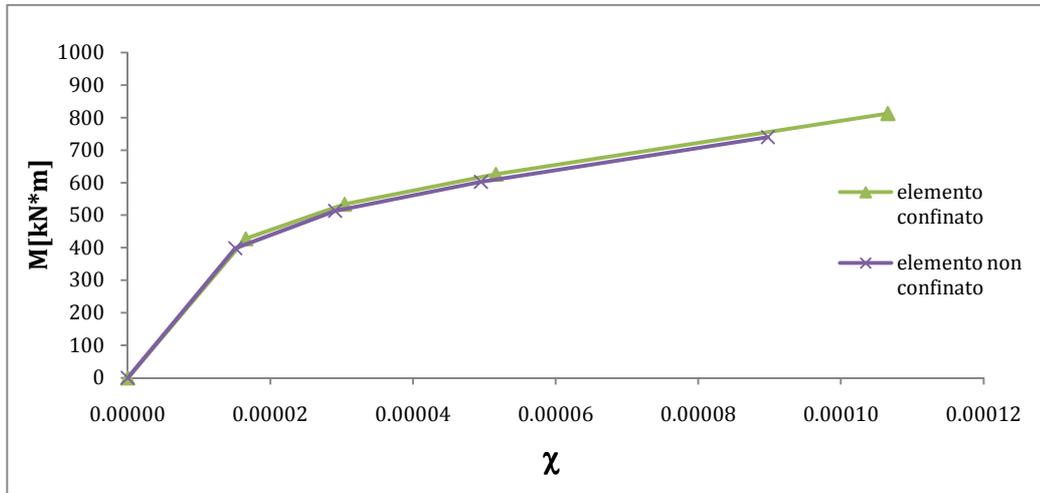


Figura 6.76: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N1=863$ kN-legame parabola rettangolo (CASO STATICO).

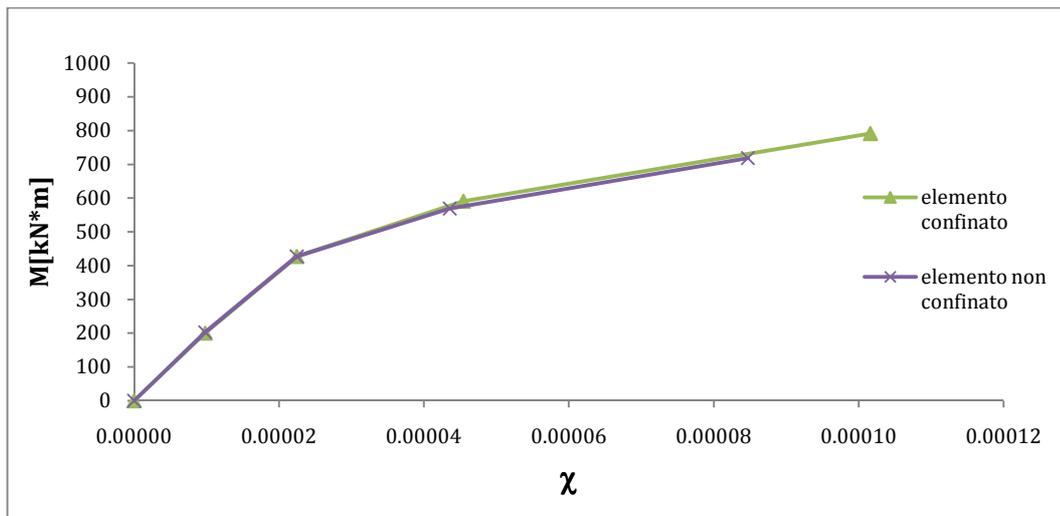


Figura 6.77: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N1=863$ kN-legame triangolo rettangolo (CASO STATICO).

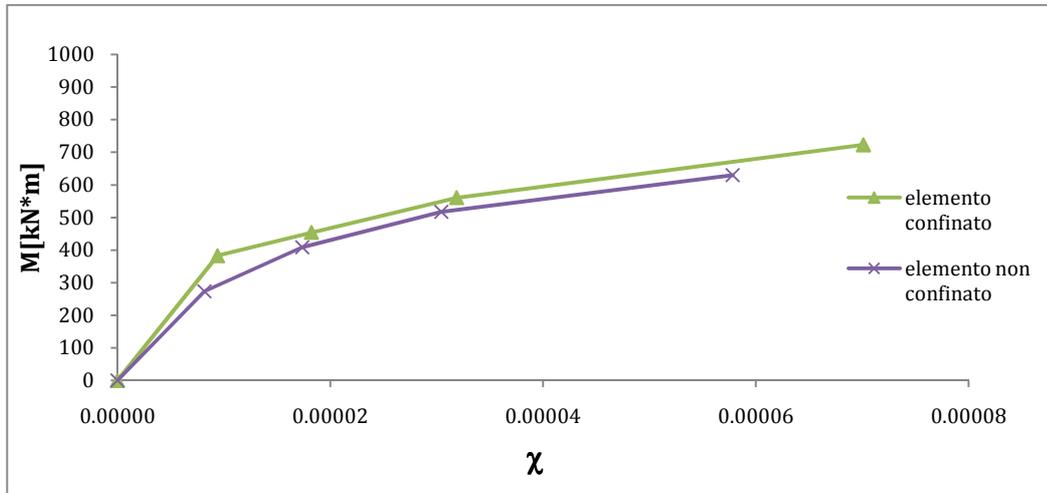


Figura 6.78: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N_2=1480$ kN-legame parabola rettangolo (CASO STATICO).

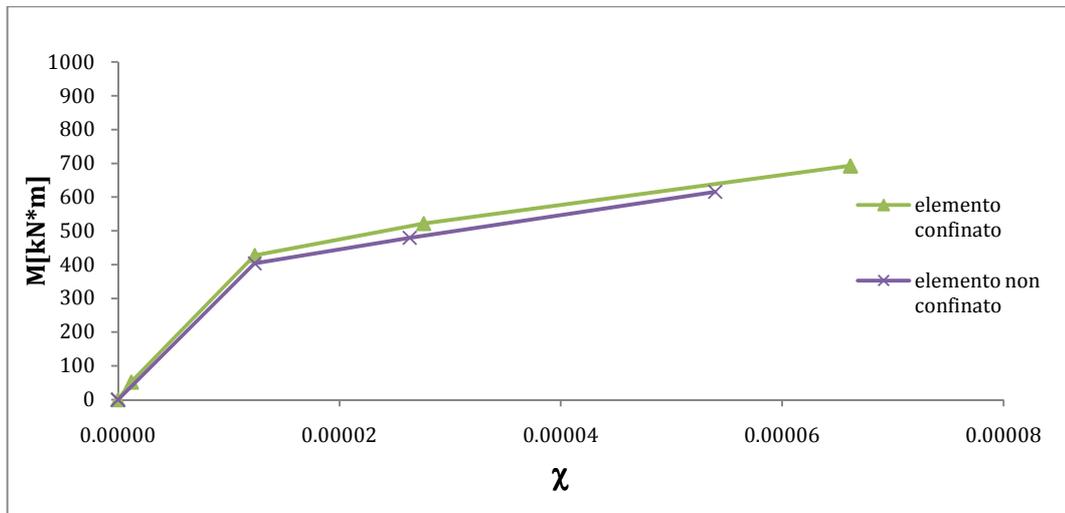


Figura 6.79: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N_2=1480$ kN-legame triangolo rettangolo (CASO STATICO).

Sollecitazione	Legame	Duttilità μ elemento confinato	non	Duttilità μ elemento confinato
N1 = 863 kN	parabola rettangolo	3,088		3,505
	triangolo rettangolo	3,774		4,526
N2 = 1480 kN	parabola rettangolo	3,329		3,846
	triangolo rettangolo	4,368		5,357

Tabella 6.80: Confronto tra i valori di duttilità sezionale nel caso statico.

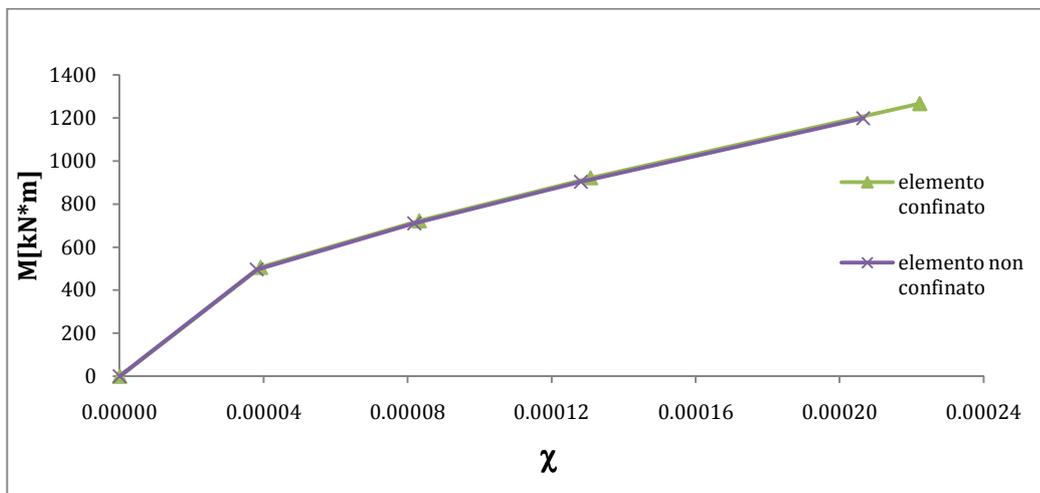


Figura 6.81: Confronto sezione non confinata/confinata-carico N1=557 kN-legame parabola rettangolo (CASO SISMICO).

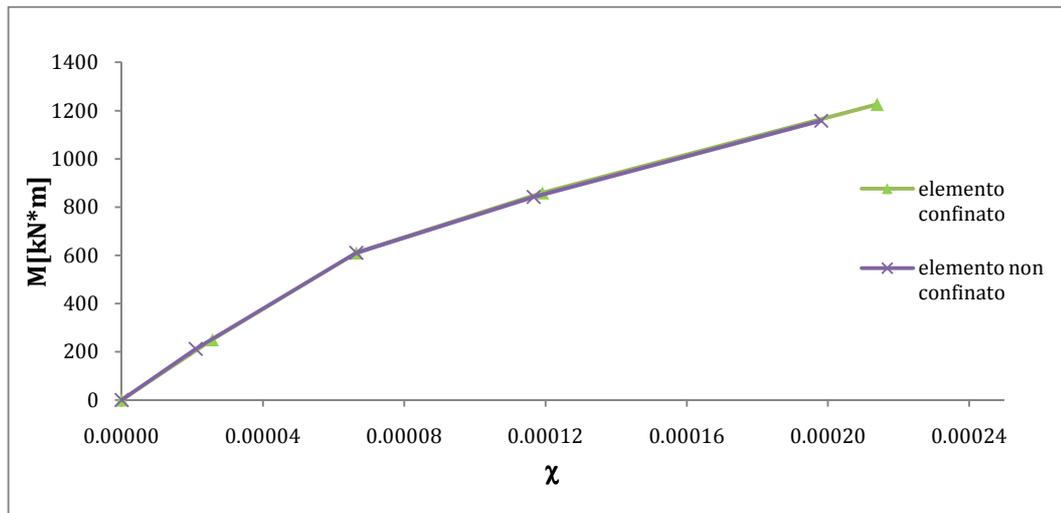


Figura 6.82: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N1=557kN$ -legame triangolo rettangolo (CASO SISMICO).

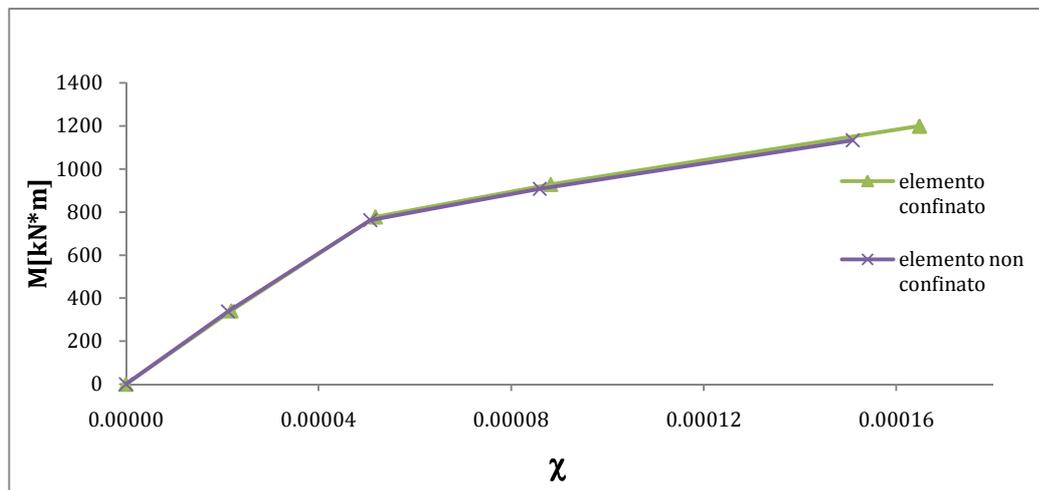


Figura 6.83: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N2=1097kN$ -legame parabola rettangolo (CASO SISMICO).

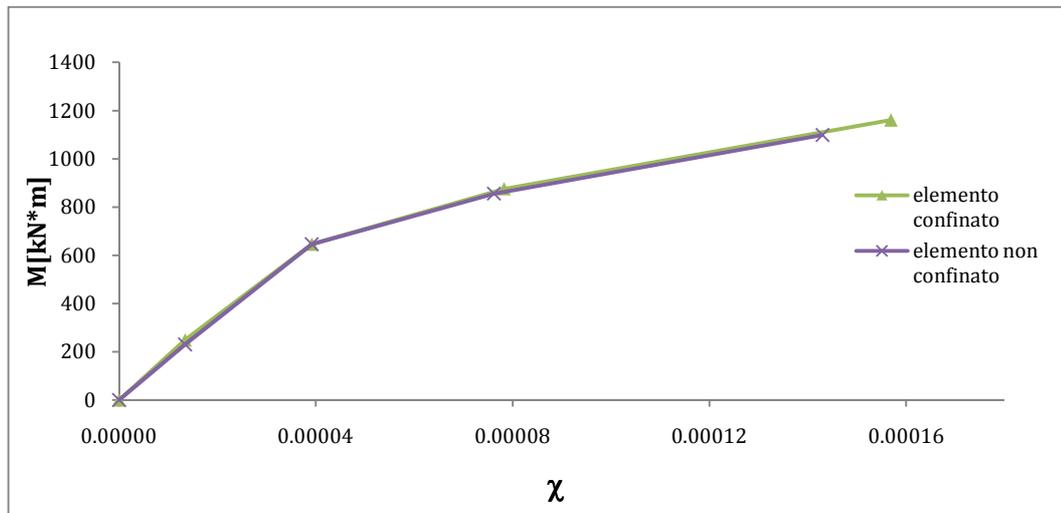


Figura 6.84: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N_2=1097\text{kN}$ -legame triangolo rettangolo (CASO SISMICO).

Sollecitazione	Legame	Duttilità μ elemento confinato	Duttilità μ elemento non confinato
N1 = 557 kN	parabola rettangolo	2,522	2,67
	triangolo rettangolo	2,98	3,21
N2 = 1097 kN	parabola rettangolo	2,97	3,18
	triangolo rettangolo	3,64	4

Tabella 6.85: Confronto tra i valori di duttilità sezionale nel caso sismico.

Sezione M11

- Carico N1 - legame parabola rettangolo - caso statico (figura 6.86);
- Carico N1 - legame triangolo rettangolo - caso statico (figura 6.87);
- Carico N2 - legame parabola rettangolo - caso statico (figura 6.88);
- Carico N2 - legame triangolo rettangolo - caso statico (figura 6.89);
- Confronto tra i valori di duttilità sezionale (tabella 6.90);
- Carico N1 - legame parabola rettangolo - caso sismico (figura 6.91);
- Carico N1 - legame triangolo rettangolo - caso sismico (figura 6.92);
- Carico N2 - legame parabola rettangolo - caso sismico (figura 6.93);
- Carico N2 - legame triangolo rettangolo - caso sismico (figura 6.94);
- Confronto tra i valori di duttilità sezionale (tabella 6.95);

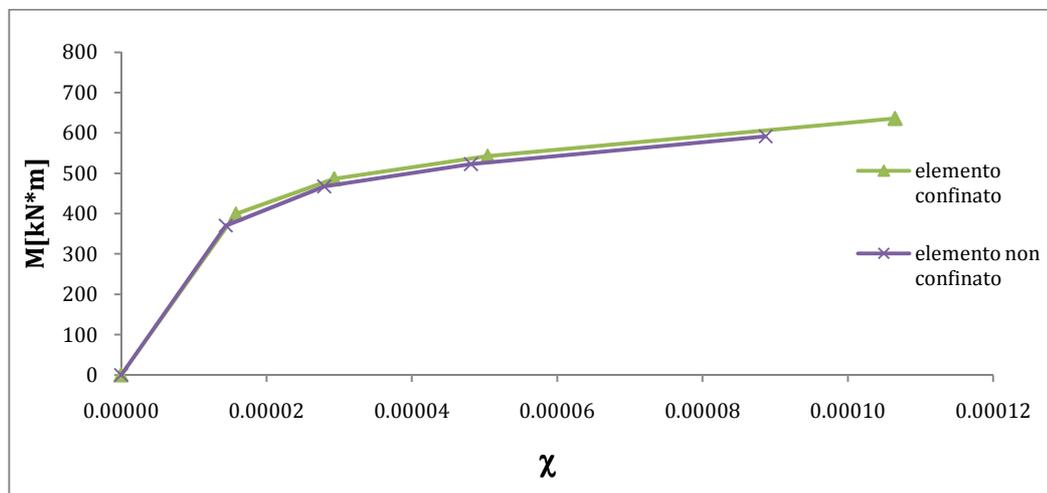


Figura 6.86: Confronto sezione non confinata/confinata-carico N1=891kN-legame parabola rettangolo (CASO STATICO).

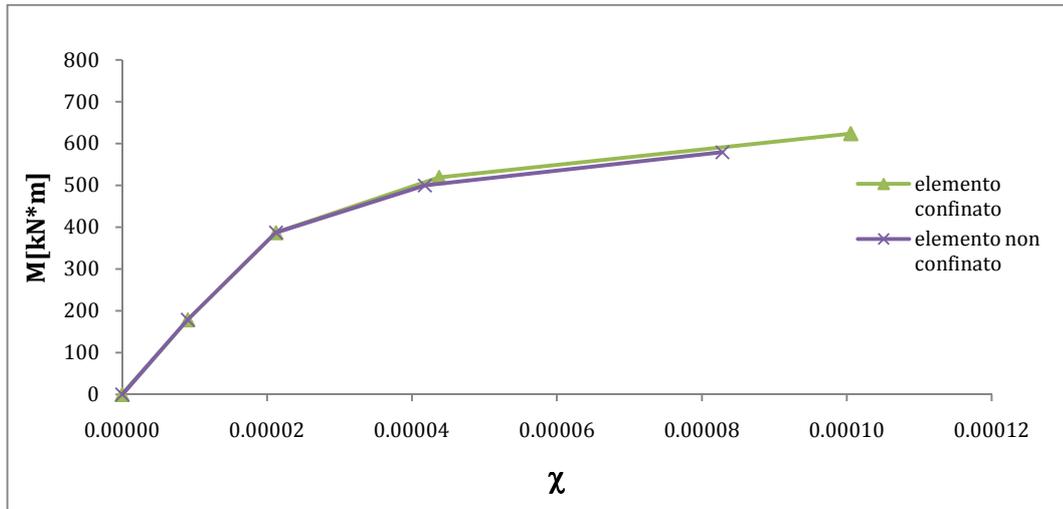


Figura 6.87: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N1=891kN$ -legame triangolo rettangolo (CASO STATICO).

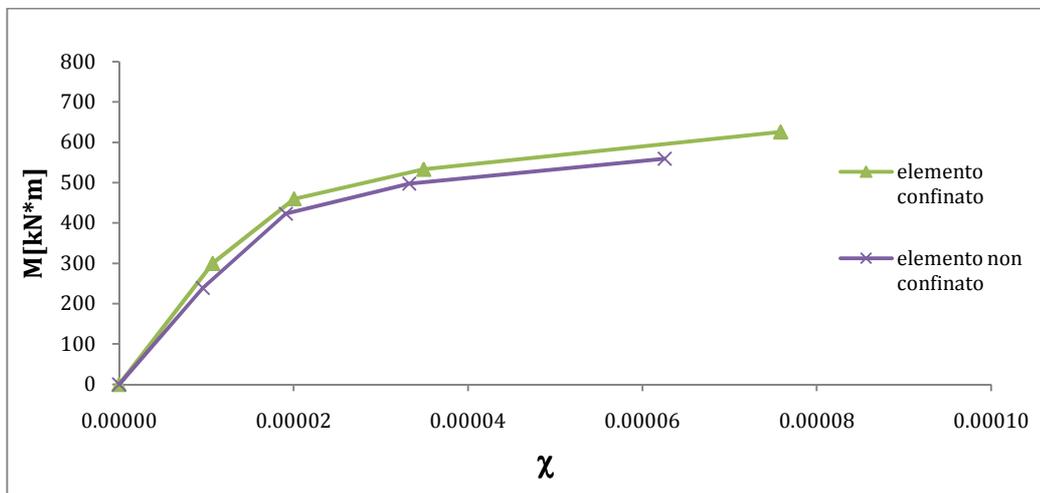


Figura 6.88: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N2=1315kN$ -legame parabola rettangolo (CASO STATICO).

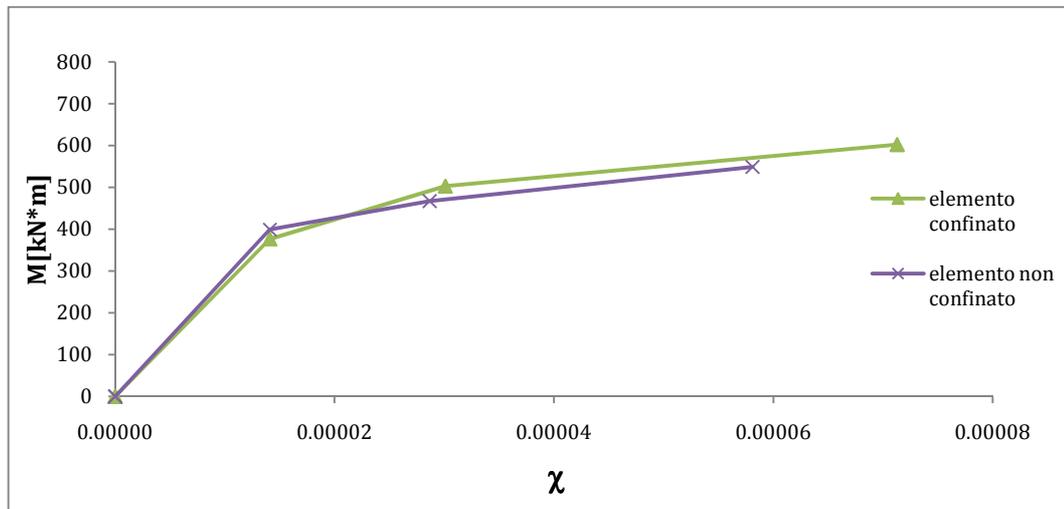


Figura 6.89: Confronto sezione non confinata/confinata-carico N2=1315kN-legame triangolo rettangolo (CASO STATICO).

Sollecitazione	Legame	Duttilità μ elemento non confinato	Duttilità μ elemento confinato
N1 = 891 kN	parabola rettangolo	3,17	3,63
	triangolo rettangolo	3,90	4,74
N2 = 1315 kN	parabola rettangolo	3,27	3,78
	triangolo rettangolo	4,12	5,05

Tabella 6.90: Confronto tra i valori di duttilità sezionale nel caso statico.

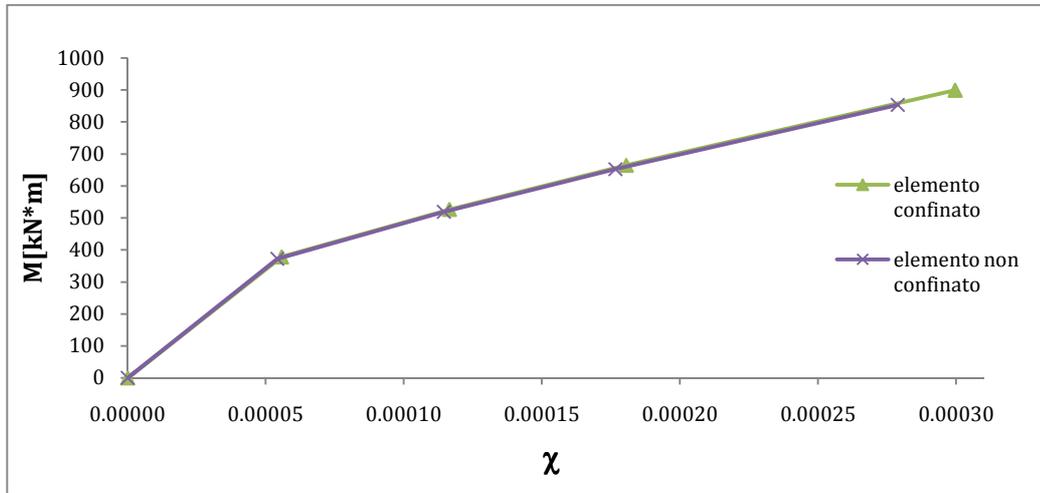


Figura 6.91: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N1=371kN$ -legame parabola rettangolo (CASO SISMICO).

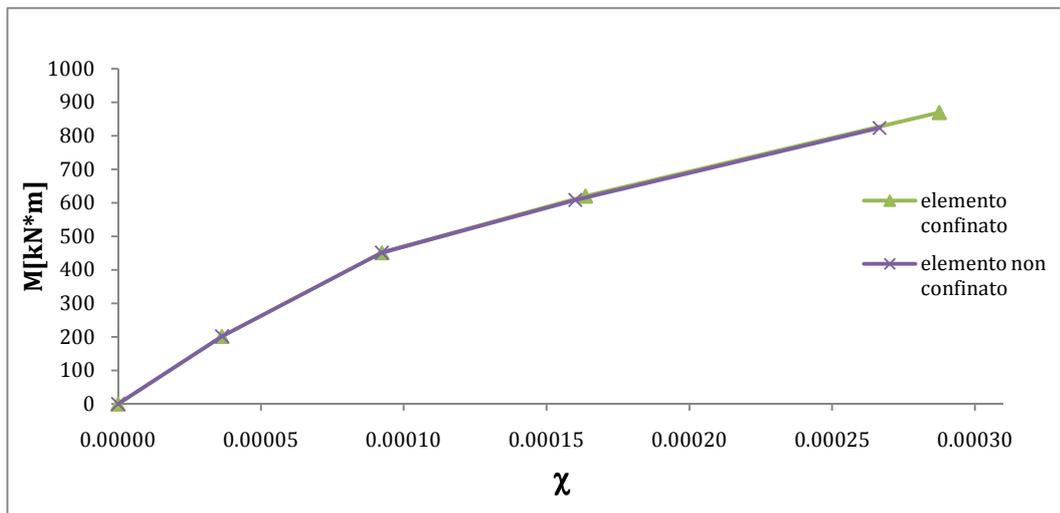


Figura 6.92: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N1=371kN$ -legame triangolo rettangolo (CASO SISMICO).

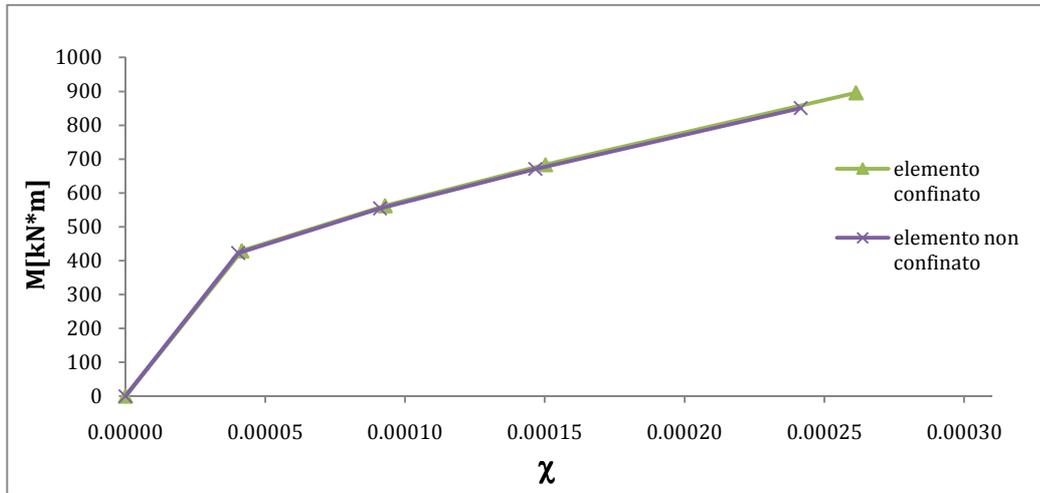


Figura 6.93: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N_2=539\text{kN}$ -legame parabola rettangolo (CASO SISMICO).

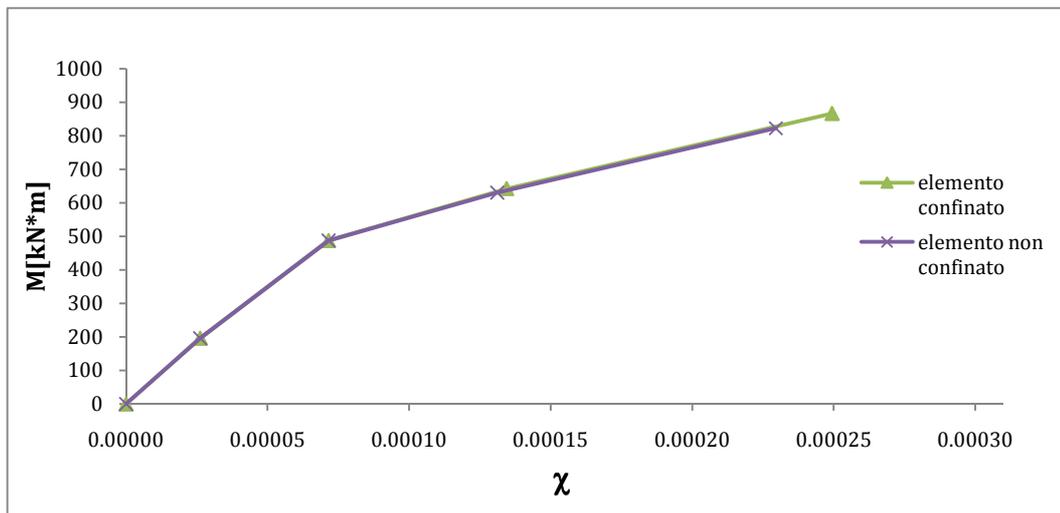


Figura 6.94: Confronto sezione non confinata/confinata-carico $N_2=539\text{kN}$ -legame triangolo rettangolo (CASO SISMICO).

Sollecitazione	Legame	Duttilità μ elemento non confinato	Duttilità μ elemento confinato
N1 = 371 kN	parabola rettangolo	2,43	2,57
	triangolo rettangolo	2,88	3,11
N2 = 539 kN	parabola rettangolo	2,65	2,81
	triangolo rettangolo	3,21	3,48

Tabella 6.95: Confronto tra i valori di duttilità sezionale nel caso sismico.

7 Determinazione della lunghezza di ancoraggio per le barre in composito

Lo scopo del seguente capitolo è il calcolo della lunghezza d'ancoraggio delle barre in composito, lunghezza minima necessaria per garantire una corretta trasmissione degli sforzi tra composito e muratura.

Per il calcolo di tale lunghezza si è fatto riferimento al documento CNR DT 203, in particolare alla parte riguardante le strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato.

La formula proposta dalle CNR è stata adeguata alle strutture in muratura mediante l'ausilio di un coefficiente moltiplicativo, funzione dei parametri di aderenza della muratura e del calcestruzzo.

Nello specifico per i parametri di aderenza si sono seguite le indicazioni fornite in letteratura da Cosenza et al.(2002) e le formule di progetto proposte dal CEB (1990).

Sono stati inoltre descritti i possibili meccanismi di crisi che si possono instaurare quando una barra in acciaio annegata nel calcestruzzo viene sottoposta ad una forza di trazione, da cui la trattazione per le barre in FRP annegate nella muratura prende spunto.

Tra i possibili meccanismi di crisi che scaturiscono dall'interazione tra i due materiali, si è indagato in particolare quello di rottura per estrazione di un cono di muratura (cone failure) descritto nel dettaglio al punto 7.3 del presente capitolo.

7.1 Calcolo della lunghezza d'ancoraggio

Di seguito viene affrontata la formulazione analitica del problema di una barra annegata in un blocco di calcestruzzo e posta in trazione dall'estremità libera, secondo quanto descritto da Cosenza et al.(2002).

Nell'ipotesi di legami σ - ε dei materiali lineari elastici, adottando quale legge costitutiva dell'aderenza un legame derivato dal ben noto legame di Bertero, Popov ed Eligheausen (B.P.E), si perviene ad una soluzione in forma chiusa che fornisce le relazioni che legano le tensioni normali σ , tangenziali τ e gli scorrimenti s nelle varie sezioni della barra (generica ascissa x).

La soluzione consente, inoltre, il calcolo esatto della lunghezza d'ancoraggio.

Il problema in esame è schematicamente presentato in figura 7.1.

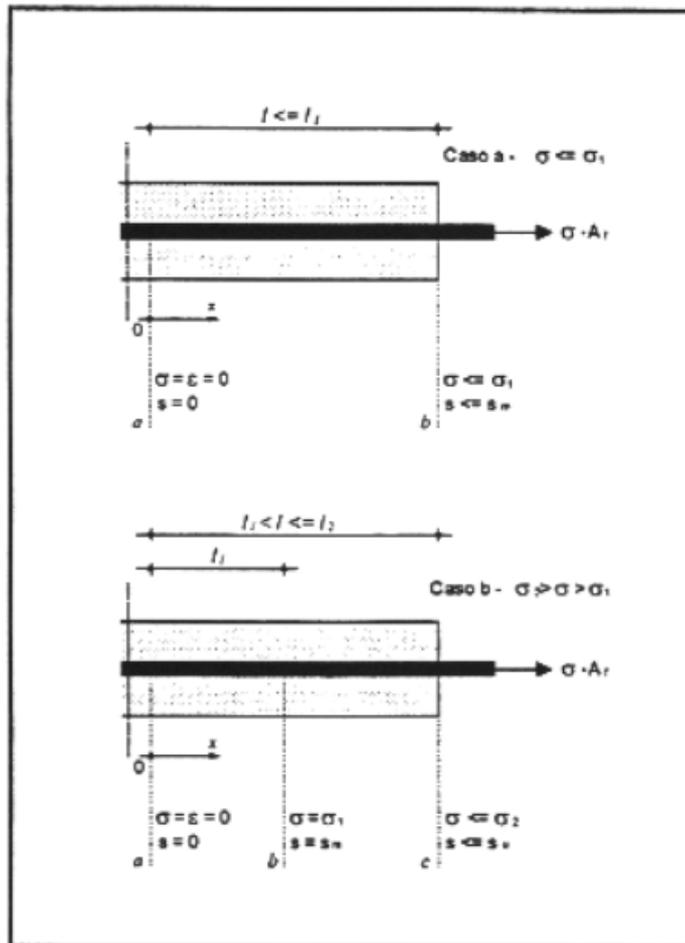


Figura 7.1: Schema della barra ancorata.

L'equazione differenziale che regge il problema dell'aderenza, trascurando il contributo del calcestruzzo teso, è ottenuta considerando:

- l'equilibrio della barra:

$$\frac{\pi\phi^2}{4} d\sigma = \pi\phi\tau dx \quad (7.1)$$

- un legame elastico lineare per la barra:

$$\sigma = E\varepsilon \cong E \frac{ds}{dx} \quad (7.2)$$

dove E e ϕ sono rispettivamente il modulo elastico e il diametro della barra.

Mediante la (7.1) e la (7.2) si perviene alla seguente equazione differenziale:

$$\frac{ds^2}{dx^2} - \frac{4}{E\phi} \cdot \tau(s(x)) = 0 \quad (7.3)$$

La (7.3) può essere integrata in forma chiusa per particolari espressioni del legame di aderenza.

Prendiamo in considerazione il legame in figura 7.2 che chiameremo B.P.E. modificato.

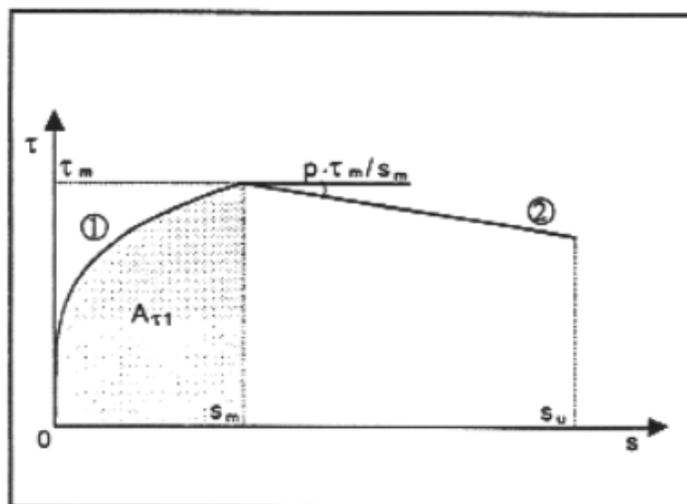


Figura 7.2: Legame costitutivo dell'aderenza.

E' possibile individuare, per $s < s_m$, un ramo 1 crescente coincidente con il legame costitutivo proposto da Bertero, Eligehausen e Popov:

$$\tau(s) = \tau_m \cdot \left(\frac{s}{s_m}\right)^\alpha = C \cdot s^\alpha \quad (7.4)$$

ed un ramo 2 "softening", per $s_m < s < s_u$ la cui legge analitica ha la seguente espressione:

$$\tau(s) = \tau_m \cdot \left(1 + p - p \cdot \frac{s}{s_m}\right) \quad (7.5)$$

dove:

α = coefficiente che descrive il ramo ascendente;

p = coefficiente che definisce il ramo "softening";

τ_m = sforzo tangenziale massimo;

s_m = scorrimento al picco, corrispondente allo sforzo tangenziale massimo;

s_u = scorrimento ultimo.

Il problema in esame, che richiede l'integrazione della (7.3), va risolto con riferimento a due casi distinti, ossia considerando il legame (7.4), *Caso A*, e considerando il legame (7.5), *Caso B*.

Va preliminarmente notato come la figura 7.1 evidenzi due casi (a e b) che si riferiscono a valori della tensione σ rispettivamente minore o maggiore del valore σ_1 in corrispondenza del quale si attinge lo scorrimento s_m .

Esiste, difatti, una relazione biunivoca che lega lo scorrimento s alla σ ; tale relazione, per qualsiasi valore di σ e di s , è espressa dalla seguente relazione energetica:

$$\pi \cdot \varphi \cdot A_\tau(s) = \frac{\pi \cdot \varphi^2}{4} \cdot A_\sigma(s) \quad (7.6)$$

dove $A\tau(s)$ rappresenta l'area sottesa dal diagramma $\tau-s$ e $A\sigma(s)$ rappresenta l'area sottesa dal diagramma $\sigma-\varepsilon$.

Pertanto, stante la supposta linearità del diagramma $\sigma-\varepsilon$, si ha:

$$A\sigma(s) = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma^2}{E} \quad (7.7)$$

mentre $A\tau(s)$ assume una diversa espressione a seconda che sia $s < s_m$ oppure $s > s_m$.

Per $s < s_m$, che è il caso di maggiore interesse, si ha:

$$A\tau(s) = \frac{\tau \cdot s}{1+\alpha} \quad (7.8)$$

La (7.8), per $s = s_m$ diventa:

$$A\tau(s_m) = \frac{\tau_m \cdot s_m}{1+\alpha} = A\tau_1 \quad (7.9)$$

Dalla (7.6), stante la (7.9), è possibile ottenere il valore di $\sigma (= \sigma_1)$ che consente di individuare la separazione nei due casi illustrati in figura 7.1:

$$\sigma(s_m) = \sigma_1 = \sqrt{\frac{8 \cdot E \cdot A\tau_1}{\varphi}} = \sqrt{\frac{8 \cdot E \cdot \tau_m s_m}{\varphi \cdot (1+\alpha)}} \quad (7.10)$$

Sempre dalla (7.6), stante la (7.7), si può ottenere, infine, la legge di variazione di σ con s :

$$\sigma(s) = \sqrt{\frac{8 \cdot E \cdot A\tau(s)}{\varphi}} \quad (7.11)$$

da cui, per $s=s_m$, si ritrova la (7.10).

Caso A ($s \leq s_m$)

La (7.3), tenendo conto della (7.4), diventa:

$$\frac{ds^2}{dx^2} - \frac{4\tau_m}{E\varphi s_m^\alpha} = 0 \quad (7.12)$$

Integrando la (7.12) con le due condizioni ai limiti:

$$s(0)=0, \quad \left(\frac{ds}{dx}\right)_{x=0} = \varepsilon(0) = 0$$

si ottiene la:

$$s(x) = \left[\frac{2\tau_m(1-\alpha)^2}{E\varphi s_m^\alpha(1+\alpha)} \right]^{1/(1-\alpha)} x^{2/(1-\alpha)} \quad (7.13)$$

che fornisce la legge di distribuzione dello scorrimento lungo la barra.

Dalla (7.13) è possibile ricavare la lunghezza di ancoraggio che rappresenta il limite superiore relativo al solo tratto crescente del legame τ -slip, ossia la lunghezza necessaria ad ancorare una barra soggetta all'estremo libero ad uno sforzo di trazione $T=\sigma_1 A_f$ (con A_f area del tondino).

Ponendo $s=s_m$ e ricavando l_m si ha:

$$l_m = \sqrt{\frac{E \cdot \varphi \cdot s_m \cdot (1+\alpha)}{2 \cdot \tau_m \cdot (1+\alpha)^2}} \quad (7.14)$$

Esprimendo l_m in funzione di σ_1 si ricava:

$$l_m = \frac{\sigma_1 \cdot \varphi \cdot (1+\alpha)}{4 \cdot \tau_m \cdot (1-\alpha)} = l_{0m} \cdot \frac{1+\alpha}{1-\alpha} \quad (7.15)$$

dove l_{0m} è la lunghezza di ancoraggio calcolata per $\sigma=\sigma_1$ in modo approssimato, ovvero ipotizzando la τ costante lungo la barra e pari al valore τ_m .

Caso B ($s > s_m$)

La (7.3) tenendo conto della (7.5) diventa:

$$\frac{ds^2}{dx^2} + \frac{4 \cdot p \cdot \tau_m}{E \cdot \varphi \cdot s_m} \cdot s = \frac{4 \cdot (1+p) \cdot \tau_m}{E \cdot \varphi} \quad (7.16)$$

Integrando la (7.16) con le condizioni ai limiti:

$$s(l_m) = s_m, \quad \left(\frac{ds}{dx} \right)_{x=l_m} = \varepsilon(l_m) = \frac{\sigma_1}{E}$$

si giunge facilmente alla:

$$\frac{s(x)}{s_m} = \frac{1}{p} \cdot \left\{ 1 + p - \cos[\omega(x - l_m)] + \sqrt{\frac{2p}{1+\alpha}} \cdot \sin[\omega(x - l_m)] \right\} \quad (7.17)$$

dove:

$$\omega = \frac{1}{l_m} \cdot \sqrt{\frac{2p}{1+\alpha}} \cdot \frac{1+\alpha}{1-\alpha} = \frac{1}{l_m} \cdot \sqrt{\frac{2p}{1+\alpha}} \cdot \gamma$$

Sostituendo la (7.17) nella (7.5) si ottiene:

$$\frac{\tau(x)}{\tau_m} = \cos[\omega(x - l_m)] - \sqrt{\frac{2p}{1+\alpha}} \cdot \sin[\omega(x - l_m)] \quad (7.18)$$

La legge di distribuzione delle σ risulta in tal caso fornita da:

$$\frac{\sigma(x)}{\sigma_1} = \cos[\omega(x - l_m)] + \sqrt{\frac{1+\alpha}{2p}} \cdot \sin[\omega(x - l_m)] \quad (7.19)$$

Quanto detto in precedenza per i due casi considerati può essere schematicamente riassunto in quanto segue:

Caso A - $\sigma \leq \sigma_1 \leftrightarrow s \leq s_m \leftrightarrow l \leq l_m$

Caso B - $\sigma > \sigma_1 \leftrightarrow s > s_m \leftrightarrow l > l_m$

La prima circostanza, ovvero che $\sigma < \sigma_1$, richiede che venga sfruttato solo il ramo crescente del legame τ - s ; viceversa per $\sigma > \sigma_1$ è necessario fare affidamento anche sul ramo "softening" del legame di aderenza, in caso contrario la limitazione σ_1 delle σ diviene un limite di ancorabilità.

Nel seguito ci si occupa solo del Caso A.

Volendo trascurare del tutto la possibilità di ancorare la barra sfruttando anche il tratto "softening" del legame di aderenza, la condizione di ancorabilità per un dato valore di σ è fornita dalla:

$$\sigma \leq \sigma_1 = \sqrt{\frac{8E}{\varphi} \cdot \frac{\tau_m s_m}{1+\alpha}} \quad (7.20)$$

Pertanto per un valore di σ che rispetti la (7.20), la lunghezza di ancoraggio può essere facilmente determinata dall'equazione (7.21):

$$l = l_m \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^{\frac{1-\alpha}{1+\alpha}} \quad (7.21)$$

Per l'applicazione della (7.21) è necessaria una preliminare individuazione del legame costitutivo dell'aderenza caratteristico del tipo di barra in esame.

A tal proposito i parametri significativi del legame di aderenza di Bertero, Popov ed Eligheausen, utilizzato nella trattazione teorica, sono riportati in tabella 7.3, dove in particolare ci si è ricondotti ai valori sperimentali proposti da Pecce et al. (2001) in riferimento a barre in GFRP.

s_m (mm)	τ_m (Mpa)	α
0,253	14,65	0,245

Tabella 7.3: Valori dei parametri significativi del legame di aderenza.

In figura 7.4, con particolare riferimento al caso di un tirante in GFRP ($\alpha=0,245$) annegato in un blocco di calcestruzzo e soggetto ad una tensione di trazione σ , si presenta il grafico con l'andamento qualitativo della distribuzione lungo la barra delle tensioni normali σ , tangenziali τ e degli scorrimenti s , per una lunghezza pari a 200 mm.

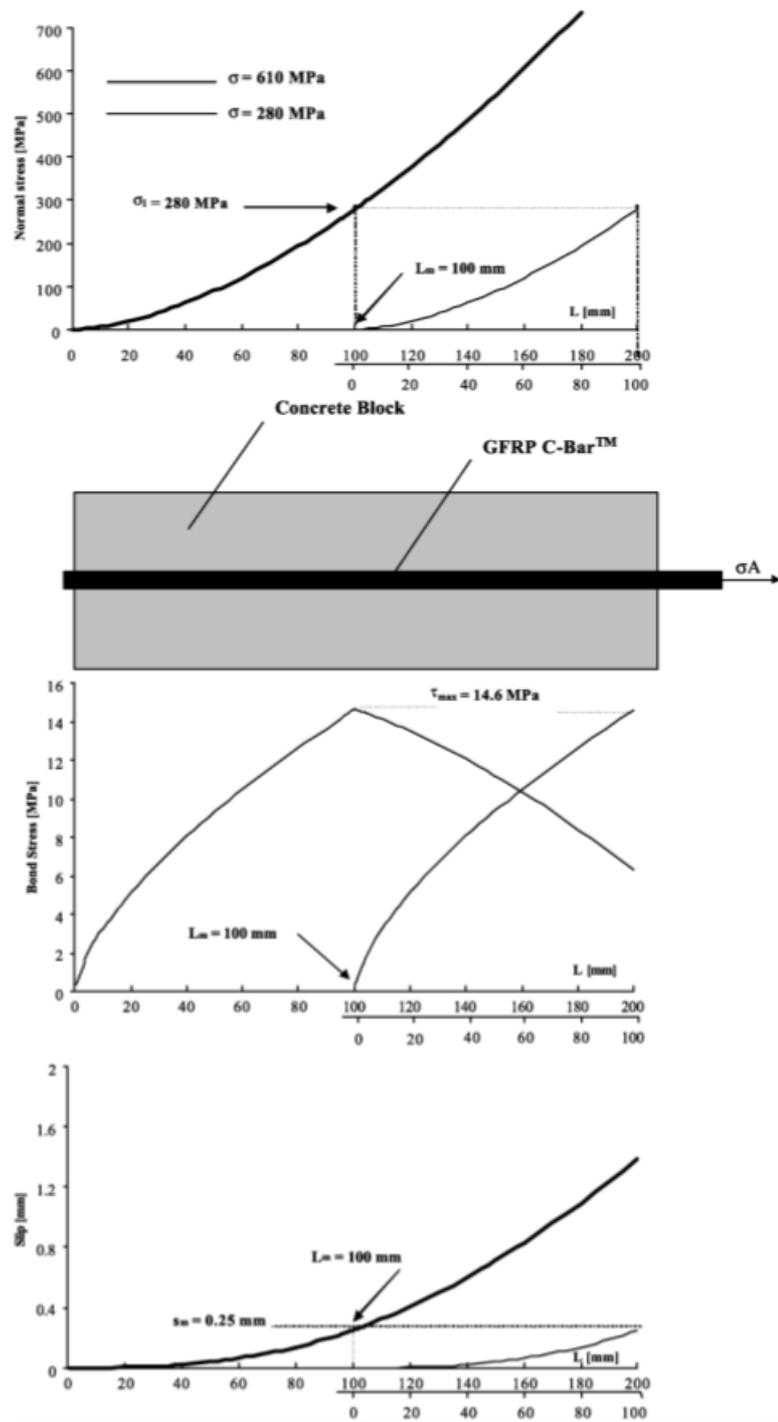


Figura 7.4: Distribuzione qualitativa delle tensioni e degli scorrimenti lungo la barra (figura estratta da Cosenza et al., 2002).

Secondo le indicazioni delle CNR la lunghezza di ancoraggio delle barre di FRP in zona tesa non può risultare inferiore a:

$$l_d = 0.1 \cdot \sigma_f \cdot d_b \quad (7.22)$$

con il limite inferiore di 400 mm.

Nella (7.22) i simboli σ_f e d_b sono, rispettivamente, la tensione effettiva mobilitata nella barra in corrispondenza della sezione terminale di ancoraggio e il diametro della barra stessa.

Nel caso in oggetto si ha:

$$d_b = 12 \text{ mm};$$

$$\sigma_f = 164 \text{ Mpa};$$

da cui:

$$l_d = 196,8 \text{ mm}.$$

Tale valore così ottenuto va moltiplicato per un fattore β , funzione dei parametri di aderenza della muratura e del calcestruzzo, che consente di adattare la formula proposta dalle CNR, valida per il calcestruzzo, alle strutture in muratura.

In particolare il coefficiente β può essere così definito:

$$\beta = \frac{l_{ad,mur}}{l_{ad,cls}} \quad (7.23)$$

dove $l_{ad,mur}$ e $l_{ad,cls}$ sono le lunghezze di aderenza della barra annegata rispettivamente nella muratura e nel calcestruzzo.

Si parla di muratura e non di mattoni in quanto le notevoli dimensioni in gioco unitamente alla discontinuità della tessitura, non garantiscono la conoscenza dell'effettiva posizione dell'ancoraggio all'interno dell'elemento che potrebbe insistere sui mattoni come sui letti di malta.

Per la definizione delle lunghezze d'aderenza suddette si può ricorrere alla formula (7.14) qui riportata per semplicità:

$$l_m = \sqrt{\frac{E \cdot \phi \cdot s_m \cdot (1 + \alpha)}{2 \cdot \tau_m \cdot (1 + \alpha)^2}} \quad (7.24)$$

Da tale espressione si può notare come gli unici parametri influenti siano s_m e τ_m , essendo E e ϕ caratteristiche della barra, mentre α , che descrive la pendenza del ramo ascendente del legame di aderenza, può essere assunta analoga per i due materiali.

La (7.23) diventa quindi:

$$\beta = \frac{l_{ad,mur}}{l_{ad,cls}} = \sqrt{\frac{s_{m,mur} / \tau_{m,mur}}{s_{m,cls} / \tau_{m,cls}}} \quad (7.25)$$

dove s_m e τ_m sono rispettivamente lo scorrimento e la tensione tangenziale corrispondenti al picco del legame di aderenza.

Per valutare $s_{m,cls}$, $\tau_{m,cls}$ e $\tau_{m,mur}$ si sono seguite le indicazioni del CEB-Model Code che per il calcestruzzo suggerisce i seguenti valori:

$$s_{m,cls} = 1.0 \text{ mm}$$

$$\tau_{m,cls} = 2.5 \sqrt{f_{ck}} = 12,5 \text{ Mpa} \quad (7.26)$$

con f_{ck} pari a 24,9 Mpa per un calcestruzzo di classe C25/30.

Per la muratura si è deciso di adottare:

$$s_{m,mur} = 4 \cdot s_{m,cls} = 4.0 \text{ mm}$$

$$\tau_{m,mur} = 2.5\sqrt{f_{mk}} = 4,87 \text{ Mpa} \quad (7.27)$$

Da cui, per la (7.25), si ha:

$$\beta = 3,2$$

che permette di definire la lunghezza di ancoraggio della barra per la muratura:

$$l_d = l_{d,CNR} \cdot \beta \cong 630 \text{ mm} \quad (7.28)$$

In figura 7.5 viene riportato il grafico della variazione della lunghezza di ancoraggio al variare del carico applicato all'estremità della barra, calcolato secondo i valori riportati nella tabella 7.5a.

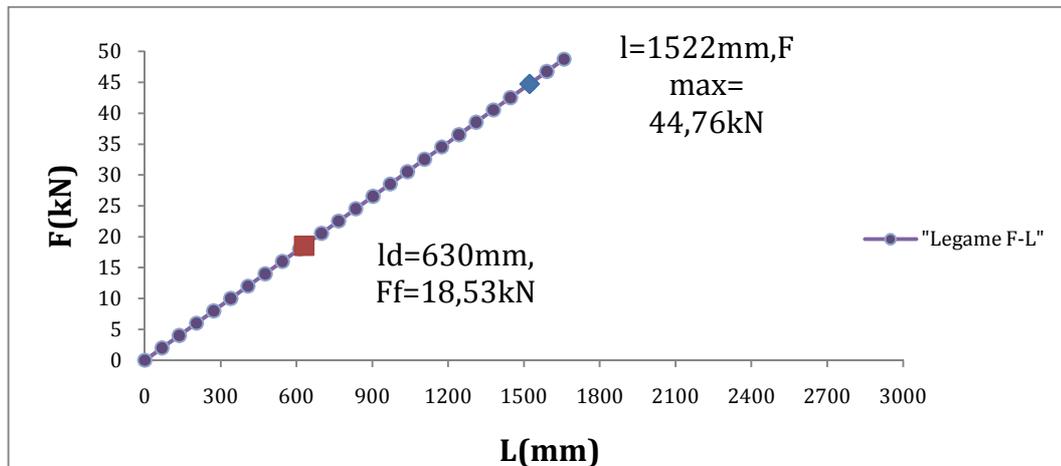


Figura 7.5: Variazione della lunghezza di ancoraggio con il carico applicato.

LUNGHEZZA DI ADERENZA	
diametro barra ϕ (mm)	12
Area sezione trasversale barra A_b (mm ²)	113.04
Modulo elastico FRP (Mpa)	33000
s_m (mm)	4
s_{cls} (mm)	1
τ_m (Mpa)	4.87
τ_{cls} (Mpa)	12.5
β	3.20420668
σ_f (Mpa)	164
f_{fd}	396
$F_{max} = f_{fd} \cdot A_b$ (N) Forza di rottura della barra	44763.84
$F_f = \sigma_f \cdot A_b$ (N) Azione effettivamente agente sulla barra	18538.56

Tabella 7.5a: Valori adottati per il calcolo della lunghezza di aderenza.

7.2 Descrizione generale dei possibili meccanismi di crisi

I sistemi di ancoraggio meccanici, sottoposti a carichi di trazione, possono presentare 4 diverse modalità di collasso:

- rottura per sfilamento o pull-out (figura 7.6c);
- rottura per estrazione di un cono di conglomerato (concrete cone failure), (figura 7.6b);
- rottura del rinforzo (figura 7.6a);
- rottura per spacco longitudinale (splitting), (figura 7.6d).

In figura 7.6 vengono schematizzati i 4 tipi di rottura.

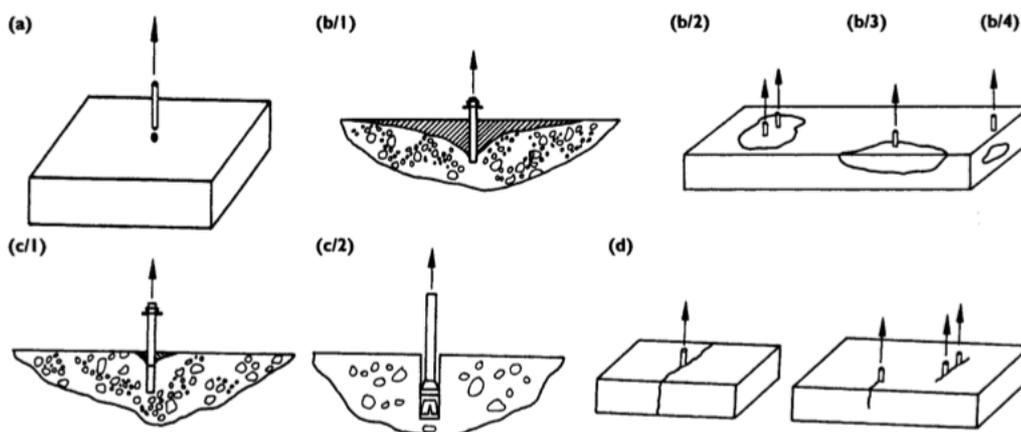


Figura 7.6: Possibili meccanismi di crisi: rottura del rinforzo (a); concrete cone failure (b); pull-out failure (c); splitting failure (d).

La crisi per pull-out è caratterizzata dall'estrazione del dispositivo di ancoraggio al di fuori della sua sede, che può essere seguita dal danneggiamento del calcestruzzo in prossimità della superficie, come mostrato nel dettaglio in figura 7.7.

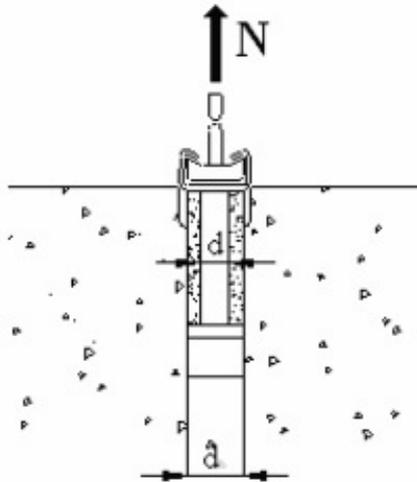


Figura 7.7: Rottura per sfilamento dell'ancoraggio (pull-out).

La crisi lato calcestruzzo, con estrazione di un cono di materiale, è molto importante dal punto di vista progettuale in quanto per molti ancoraggi si ha l'estrazione del cono prima ancora che si raggiunga la tensione di snervamento dell'acciaio, e inoltre riveste un ruolo fondamentale la resistenza a trazione del calcestruzzo.

L'inclinazione della superficie di rottura rispetto alla superficie in cui è installato l'ancoraggio è di 30° - 40° .

In figura 7.8 si riporta la geometria convenzionale del cono di estrazione secondo quanto previsto dal CEB.

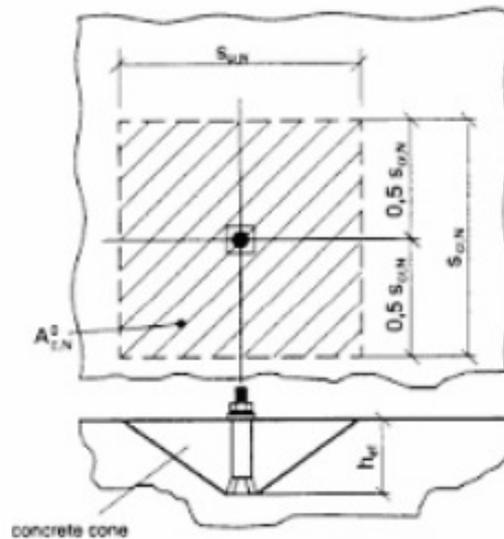


Figura 7.8: Geometria convenzionale del cono di estrazione.

Nel caso di gruppi di barre di ancoraggio molto ravvicinate, si sviluppa comunque un singolo cono di rottura, mentre per ancoraggi posizionati sul bordo dell'elemento strutturale la frattura si svilupperà nel bordo.

La rottura per splitting è una rottura per trazione dovuta alla formazione di una superficie di frattura che si sviluppa nel piano radiale del cono provocando la frattura dell'elemento lungo l'asse del profilo.

Essa si verifica quando le dimensioni dell'elemento strutturale sono molto piccole o quando l'ancoraggio è troppo vicino all'estremità dell'elemento oppure ancora quando gli ancoraggi siano troppo ravvicinati tra loro.

In figura 7.9 è ben visibile la presenza della frattura lungo l'elemento.

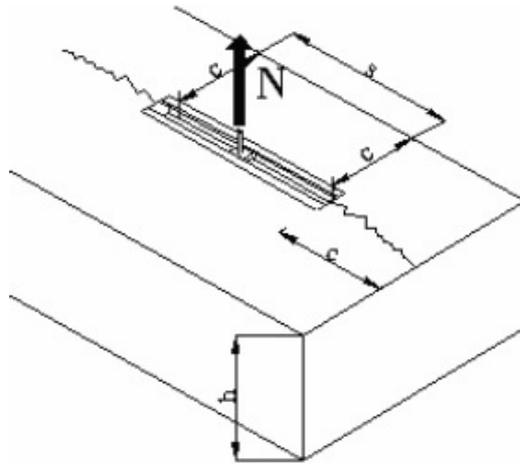


Figura 7.9: Rottura per splitting con evidenti fratture longitudinali lungo l'elemento.

Il carico di collasso per splitting risulta essere inferiore a quello in caso di rottura del cono.

La resistenza massima della barra di ancoraggio si esplica quando la crisi avviene lato acciaio.

La rottura di legame tra acciaio e calcestruzzo è generalmente caratterizzata da due modalità: pull-out e splitting.

Se il rapporto fra il copriferro di calcestruzzo e il diametro delle barre è grande o il calcestruzzo è confinato, la rottura del legame si verifica in modalità pull-out a causa dello shearing-off dei denti di calcestruzzo tra le nervature della barra, come si può vedere in figura 7.10.

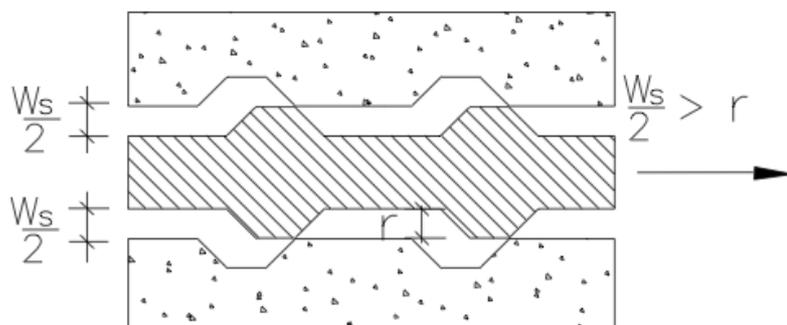


Figura 7.10: Collasso per pull-out.

Dall'altro lato, se il copriferro è piccolo, o le barre sono molto vicine, le fessure di splitting di trazione tendono a sviluppare una componente radiale alla barra producendo forze parallele alle barre stesse che causano una prematura rottura del legame di splitting, come si vede nelle figure 7.11 e 7.12.

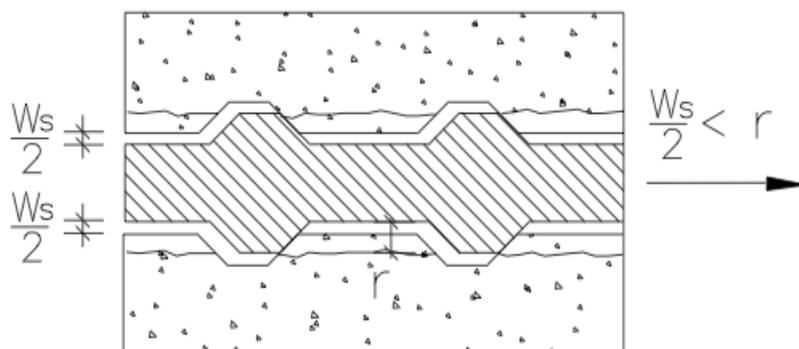


Figura 7.11: Collasso per splitting.

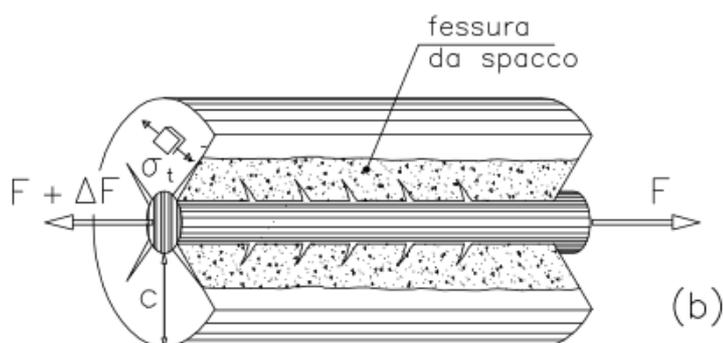


Figura 7.12: Fessure trasversali e longitudinali da spacco (splitting).

Per la maggior parte delle applicazioni strutturali, le rotture di legame sono governate dallo splitting del calcestruzzo piuttosto che dal pull-out.

I parametri principali che influiscono sulla resistenza di legame media di barre ancorate, quando la modalità di rottura di legame è per splitting,

sono: il rapporto copriferro/diametro della barra, la lunghezza della zona di sviluppo delle fessure di splitting, la resistenza del calcestruzzo in compressione, la geometria delle nervature della barra e il confinamento del calcestruzzo.

Volendo fornire un confronto tra le due modalità di rottura appena presentate, a seconda del grado di confinamento del calcestruzzo, si fa riferimento al grafico bond-slip riportato da Plizzari (2006) e riportato qui in figura 7.13.

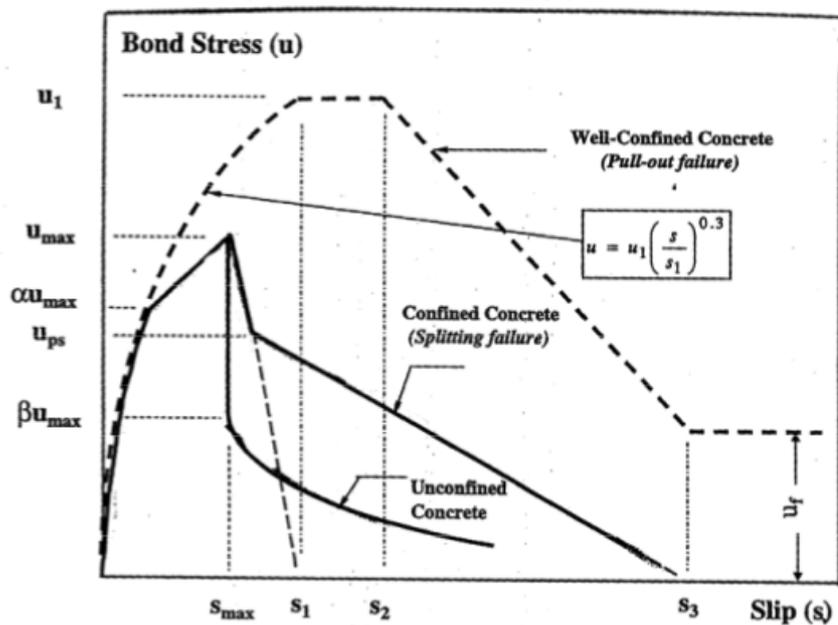


Figura 7.13: Legame locale stress-slip.

7.3 Valutazione della forza di estrazione di un cono di muratura

Tra i possibili meccanismi di crisi che possono instaurarsi quando una barra in FRP è annegata in un elemento di muratura, descritti al punto precedente, nel caso oggetto di studio riveste un ruolo significativo il meccanismo di rottura per estrazione di un cono in muratura.

Tale meccanismo risulta infatti il più gravoso poiché si è assunta nulla la resistenza a trazione della muratura.

Tale assunzione fa sì che l'unica forza che si oppone all'azione di estrazione applicata alla barra, sia il peso del cono di muratura, la cui geometria è funzione dell'inclinazione della superficie di rottura rispetto alla superficie in cui è installato l'ancoraggio, variabile tra 30°-40°, e della profondità di ancoraggio della barra.

Indicando con F la forza di estrazione, con γ_m il peso specifico per unità di volume della muratura e con V_m il volume del cono di estrazione, ottenuto considerando un'inclinazione di 30° della superficie di rottura, l'equilibrio in direzione verticale può essere così scritto:

$$F = \gamma_m \cdot V_m \quad (7.29)$$

In particolare il volume del cono di estrazione V_m è funzione della profondità di ancoraggio, definita h_{ref} , e può essere espresso dalla (7.30):

$$V_m(h_{ref}) = \frac{1}{3} A h_{ref} \quad (7.30)$$

Secondo quanto indicato dal CEB n°233, anche l'area interessata dal meccanismo di rottura, definita come il prodotto tra i due lati che delimitano la base del cono, è funzione della profondità d'ancoraggio e dell'inclinazione della superficie di rottura.

A tal proposito si faccia riferimento alla figura 7.8 in cui è riportata la geometria convenzionale del cono.

In conclusione la (7.30) può essere così riscritta:

$$V_m(h_{ref}) = \frac{1}{3}Ah_{ref} = \frac{4}{3} \frac{h_{ref}^3}{(\tan 30^\circ)^2} \quad (7.31)$$

Mediante la (7.29) e la (7.31), considerando per γ_m un valore pari a 2400 Kg/m³, è stato possibile costruire il grafico riportato in figura (7.14), nel quale, al variare della profondità di ancoraggio, viene calcolata la forza di estrazione corrispondente.

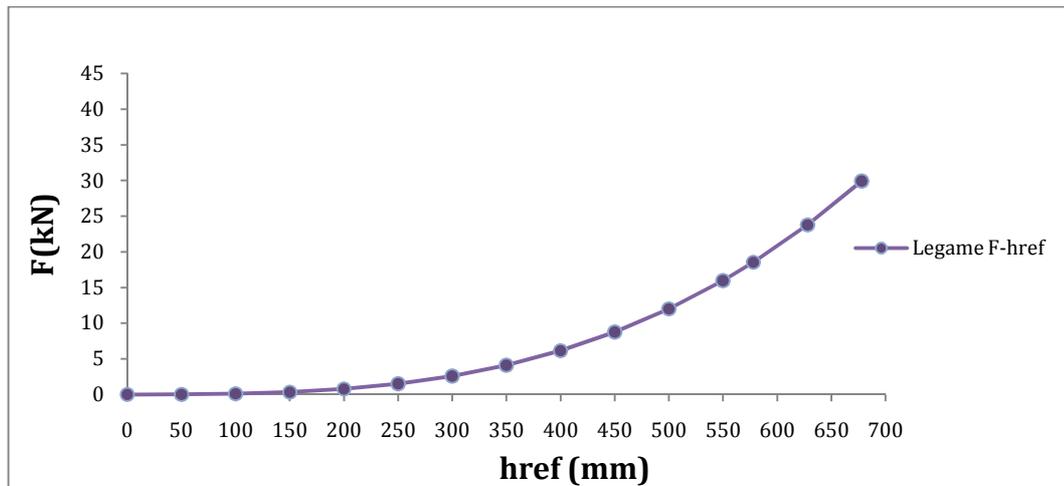


Figura 7.14: Andamento qualitativo della forza di estrazione F al variare della profondità di ancoraggio h_{ref} .

In figura 7.15 infine si fornisce un confronto con il diagramma per la lunghezza di aderenza, riportato in figura 7.5, il quale mostra come la lunghezza di aderenza, fornita dalla (7.28), garantisca lo scongiurarsi di tale meccanismo di rottura.

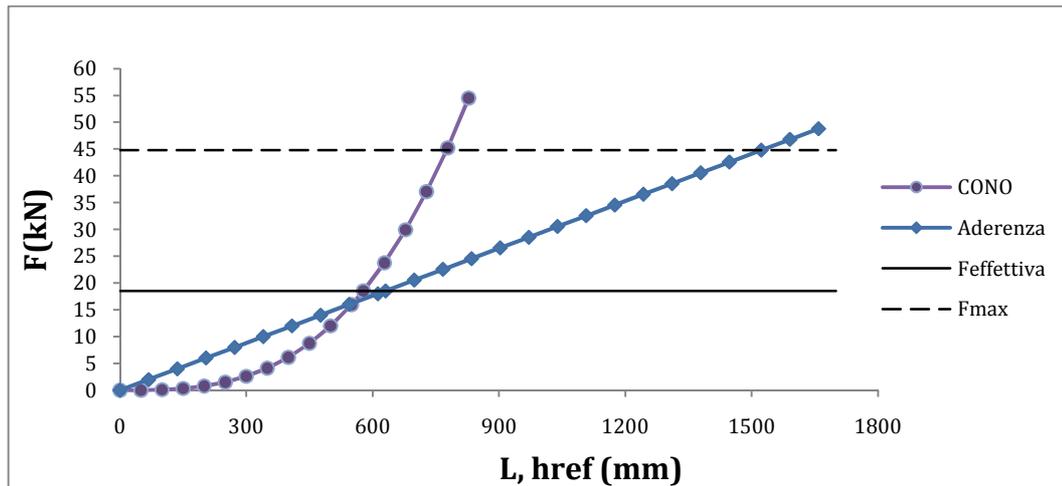


Figura 7.15: Confronto tra aderenza e rottura per estrazione del cono di muratura.

Infatti per una forza di estrazione pari alla forza effettivamente agente sulla barra ($F_{effettiva}$), la profondità necessaria per garantire un perfetto ancoraggio (h_{ref}) è pari a 57 cm, garantita dalla lunghezza di ancoraggio di progetto l_d pari a 63 cm.

Confrontando il valore della lunghezza di ancoraggio con le prescrizioni minime da normativa, possiamo concludere che tale valore di 63 cm sia idoneo ad essere assunto come valore di progetto.

8 Conclusioni

Nella seguente tesi si è preso spunto da un progetto di adeguamento sismico di un edificio monumentale in muratura sito a Trieste, con particolare riferimento alle tecniche di rinforzo adottate.

L'edificio in oggetto, per cui è stata prevista una riqualificazione e un cambiamento di destinazione d'uso, ha presentato delle carenze di resistenza nei confronti dei nuovi carichi, per cui è stato previsto un progetto di rinforzo sulla zona esistente mediante l'ausilio di materiali compositi FRP, che ha riguardato archi, volte e colonne.

In particolare per le colonne in muratura l'intervento è stato quello di applicare su tutte e quattro le facce della muratura uno strato di malta di 70 mm di spessore complessivo, in cui sono state annegate una rete in fibra di vetro, necessaria per conferire un adeguato confinamento, e delle barre longitudinali sempre in fibra di vetro.

Lo scopo della tesi è stato quello di indagare l'efficacia di tale intervento sulle colonne, sia in termini di incremento delle resistenze a pressoflessione offerto dalle barre, sia in termini di confinamento offerto dalla rete.

A sostegno di tale indagine sono stati costruiti dei Domini di interazione M-N, sia per l'elemento originario privo di rinforzo, che per l'elemento rinforzato, il cui confronto ha mostrato come effettivamente un intervento di rinforzo correttamente progettato porti necessariamente ad un incremento della resistenza a pressoflessione.

Per quanto riguarda la valutazione dell'effetto di confinamento, le formule proposte dal documento CNR-DT 200, hanno permesso di calcolare la resistenza di progetto a compressione dell'elemento confinato, mentre per

la deformazione ultima dell'elemento confinato si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Triantafillou et al.(2005).

Il confronto tra i Domini di interazione M-N costruiti per l'elemento non confinato e quelli costruiti per l'elemento confinato, ha permesso di evidenziare come il sistema di confinamento progettato abbia effettivamente incrementato la resistenza dell'elemento.

Per consentire una valutazione in termini di incremento di deformazione ultima mediante il confinamento, sono stati costruiti dei Diagrammi Momento-Curvatura sia per l'elemento non confinato che per quello confinato, mettendo in luce l'incremento di duttilità effettivamente esercitato dal sistema progettato.

Infine è stata determinata la lunghezza di ancoraggio per le barre in composito, calcolata mediante la formulazione proposta dal documento CNR-DT 203, opportunamente riadattata alle strutture in muratura, la quale ha garantito di scongiurare il meccanismo di rottura per estrazione di un cono di muratura.

In base ai risultati ottenuti è quindi lecito affermare che gli interventi così progettati riescano a coniugare la richiesta di sicurezza con il rispetto della autenticità del bene, connubio necessario per la salvaguardia dell'enorme patrimonio storico che interessa il nostro paese.

9 Bibliografia

- Aiello M.A., Micelli Francesco, Valente Luca,(2009): "FRP Confinement of Square Masonry Columns", *Journal of composites for construction*, **13**(2),148-158.
- Ahmed Ehab A., El. Salakawy Ehab F., Benmorkane Brahim, (2006): "Tensile Capacity of GRP Postinstalled Adhesive Anchors in Concrete", *Journal of Composites for Construction*, **12**(6), 596-607.
- Alecci Valerio, Briccoli Bati Silvia, Ranocchiai Giovanna,(2009): "Study Of Brick Masonry Columns Confined with CFRP Composite", *Journal Of Composites For Construction*,**13**(3), 179-186.
- Assobeton, (2006): " Meccanismi per la trasmissione assiale", *Inseriti per il calcestruzzo:manuale di progettazione e utilizzo*, 75-80.
- Avorio A., Borri A. Celestini G., Corradi M., (1999): "Sperimentazione sull'uso dei materiali compositi per il miglioramento sismico di costruzioni in muratura: alcuni risultati preliminari ", *1st International Workshop on Sismic performance of Build Heritage In small Historical Centers*, Assisi.
- Avorio A., Borri A., Corradi M., (2000): "Sul miglioramento sismico di strutture murarie mediante materiali compositi-sperimentazione in situ", *Atti del 5° congresso Nazionale AIMAT 2000*, Spoleto, 883-886.
- Avorio Antonio, Borri Antonio, (2000): "Problemi di collegamento tra materiali FRP e strutture murarie", *Convegno nazionale Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP Materials: Modellazione, Sperimentazione, Progetto, Controllo*, 7-8 Dicembre 2000, Venezia, 179-188.
- Borri A., (2000): "Metodologie e criteri di intervento sugli edifici storici danneggiati dal sisma", *Le Dimore Storiche*, Anno XV, Gennaio-Aprile 2000 ,18-20.
- Borri A., (2003): "Sull'utilizzo dei materiali compositi (FRP) per gli interventi di rinforzo e di miglioramento sismico delle costruzioni in muratura", *Bollettino Ingegneri N°4*, 3-21.

- Borri A., Corradi M., Kenny J.M.,(2002): "Soluzioni innovative in edilizia: rinforzi con materiali compositi", *Ingenium*, anno XIII - n.53, Ed Visconti, Ottobre Dicembre 2002, Terni, 31-32.
- Borri A., Corradi M.: " Miglioramento sismico: Sperimentazioni relative al collegamento tra murature e FRP", *Building and Construction for Engineers, L'edilizia, Ingegneria, Materiali, Tecnologia*, N.2 Febbraio-Marzo- Aprile- anno XVI, 50- 57.
- Braga, Gigliotti R., Laterza M., (1999): "Progetto-verifica delle armature di confinamento negli elementi strutturali in c.a", *Proceedings of 9th Italian Conference on Earthquake Engineering*, Torino.
- Ceroni Francesca, Pecce Marisa, (2004),: " Prove sperimentali su ancoraggi di tessuti in FRP", *15° Congresso C.T.E Bari*, 4-5-6 Novembre 2004, Bari.
- Ceroni Francesca, Pecce Marisa, Matthys Stjin, Taerwe Luc, (2008): "Debonding Strength and Anchorage Devices for Reinforced Concrete Elements Strengthened with FRP Sheets ", *Composites: Part B*, **39**, 429–441.
- Cicchello P., (2001): "Principi ed interventi sulle strutture murarie con i compositi", *Incontro di aggiornamento tecnico*, Bovalino (RC) 4 Febbraio 2011.
- CNR-DT 200/2004: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie, Roma, 2004.
- Comitè Euro-International du Bèton (1997): "Design of fastenings in concrete", Design guide, Parts 1 to 3, Thomas Telford, CEB-Bulletin 233.
- Comitè Euro-International du Bèton (1990): "Model Code", Design Code, Thomas Telford, CEB-Bulletin 213/214.
- Corradi M., Grazini A., Borri A., (2007): " Confinement of Brick Masonry Columns with CFRP Materials", *Composites Science and Technology*, **67**, 1772-1783.
- Cosenza E., Manfredi G., Realfonzo R., (2002): " Development length of FRP straight rebars", *Composites Part B*, **33**, 493-504.

D.M.14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni Circ. 2 febbraio 2009, n.617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Di Ludovico M., D'Ambra C., Prota A., Manfredi G., (2010): "FRP Confinement of Tuff and Clay Brick Columns: Experimental Study and Assessment of Analytical Models", *Journal Of Composites For Construction*, 583-596.

Di Ludovico, Fusco, Prota, Manfredi, (2008): "Experimental Behavior of Masonry Columns Confined Using Advanced Materials ", *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, October 12-17, 2008, Beijing, China.

Eligehausen R., Fuchs W., Slippel T.M., (1998): " Anchorage to concrete", *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol I (4), 392-403.

Eligehausen R., Hofacker I., Lettow S., (2001): " Fastening Technique-Current Status and Future Trends", *International Symposium on connections between steel and concrete*, Stuttgart, 11-24.

Faella C., Aiello M.A., Nigro E., Martinelli E., Micelli F., Paciello S., Valente L.,(2007): "Sperimentazione su pilastri in muratura confinati con FRP", *Convegno su Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture*, Università degli Studi di Salerno, 12-13 Febbraio 2007, Paper 003.

Faella C., Martinelli E., Paciello S., Camorani G., Aiello M.A., Micelli F., Nigro E., (2011): " Masonry Columns Confined by Composite Materials: Experimental Investigation", *Composites Part B*, **42**(4), 692-704.

Faella C., Martinelli E., Paciello S., Camorani G., Aiello M.A., Micelli F., Nigro E., (2011): "Masonry Columns Confined by Composite Materials: Design Formulae", *Composites Part B*, **42**(4), 705-716.

Ferracuti B., Savoia M., Mazzotti C.,(2007): "Interface Law for FRP–Concrete Delamination", *Composite Structures*, **80**, 523–531.

Ferracuti B.,(2006): " Strengthening of RC Structures by FRP: Experimental Analyses and Numerical Modelling", 179-201.

- Focacci Francesco,(2008): *Rinforzo delle strutture murarie con materiali compositi*, Flaccovio Editore.
- Freddi F., Savoia M., (2008): "Analysis of FRP–concrete debonding via boundary integral equations ",*Engineering Fracture Mechanics*, **75** (2008), 1666–1683.
- Gulli R.,(2002): *Il recupero edilizio in ambito sismico*, Monfalcone, EdicomEdizioni.
- Harajli Mohamed H., (2006): " Axial Stress-Strain Relationship for FRP Confined Circular and Rectangular Concrete Columns", *Cement & Concrete Composites*, **28**, 938-948.
- Iacobelli Franco, (2011): *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica*, EPC Libri.
- Jurina Lorenzo, (2002): "Consolidamento strutturale e reversibilità", *Convegno su reversibilità, concezione e interpretazione nel restauro*, Torino.
- Jurina Lorenzo, (2010): " Tecniche di cerchiatura nel consolidamento di archi e di colonne in muratura", *Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni, riabilitazione del costruito ed adeguamento sismico*, Madrid.
- Lanzarone Fulvio, Gargagliano Liliana, Cuffaro MariaCrocetta, (2010): *Progettare il recupero edilizio*, Palermo, Flaccovio Editore.
- Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture in c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, Documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL PP.
- Luccioni Bibiana, C. Rougier Viviana,(2011): "In-Plane Retrofitting of Masonry Panels with Fibre Reinforced Composite Materials", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), 1772–1788.
- Maalej M., Tanwongsval S., Paramasivam P., (2003): "Modelling of Rectangular RC Columns Strengthened with FRP", *Cement & Concrete Composites*, **25**, 263-276.

- Manfredi G., Realfonzo R., (2001): "Modellazione del comportamento degli elementi presso-inflessi in c.a confinati con tessuti in materiale composito ", *10° convegno nazionale l'ingegneria sismica in Italia*, Potenza-Matera.
- Marchina Egidio, Plizzari Giovanni, (1996): "Studio sul collasso dell'aderenza in presenza di armatura trasversale", *Technical report n.5-8, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Brescia*.
- Ozbolt J., Eligehausen R., Reinhardt H.W., (1999): "Size effect on the concrete cone pull-out load", *International Journal of Fracture*, **95**, 391-404.
- Palazzo B., Caso L., Petti L., Realfonzo R., (2003): "Tecniche innovative di confinamento", *XXXII Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana per l'Analisi delle Sollecitazioni – AIAS 2003*, Salerno, 3-6 settembre, 2003.
- Pecce M., Manfredi G., Realfonzo R., Cosenza E., (2001): "Experimental And Analytical Evaluation of Bond Properties of GFRP Bars", *Journal Of Materials in Civil Engineering*, **13**(4), 282-289.
- Plizzari, (2006): " Interazione tra le nervature e il cls", *Progetto Concrete*, Corso sugli acciai da c.a, Sismic, San Zeno (BS).
- Theofanis D., Krevaikas, Thanasis C., Triantafillou, (2005): " Masonry Confinement with Fiber-Reinforced Polymers", *Journal of composites for construction*, **9**(2), 128-135.
- Wu G., Wu Z.S., Lu Z.T., (2007): "Design-Oriented Stress-Strain Model for Concrete Prisms Confined with FRP Composites", *Construction and Building Materials*, **21**, 1107-1121.