

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI**

**FEDERICO II**



**SCUOLA POLITECNICA E DELLE SCIENZE DI BASE**  
DIPARTIMENTO DI STRUTTURE PER L'INGEGNERIA E L'ARCHITETTURA  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Strutturale e Geotecnica

Tesi in Teoria e Progetto delle Costruzioni in Acciaio

**Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in  
calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei  
dettagli costruttivi e delle fondazioni**

**Relatore:**

Ch.mo Prof. Ing. Raffaele Landolfo

**Correlatori:**

Prof. Ing. Gianmaria Di Lorenzo

Prof. Ing. Gianpiero Russo

Ing. Roberto Tartaglia

**Candidato:**

Alessio Di Perna

Matr: M56000740

Anno accademico 2019/20

Alla mia famiglia  
per aver creduto in me,  
per aver permesso il raggiungimento di questo mio grande obiettivo e  
per avermi sostenuto ogni momento.

**Tratto dal Report Task 5.1 Interventi di rapida esecuzione e a basso impatto**

***TITOLO:***

***ESOSCHELETRI ORTOGONALI IN ACCIAIO PER IL RETROFIT DI  
EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO ESISTENTI: PROGETTAZIONE  
PARAMETRICA DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI E DELLE FONDAZIONI***

***ORTHOGONAL STEEL EXOSKELETON FOR RETROFITTING OF  
EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS: PARAMETRIC  
DESIGN OF CONSTRUCTION DETAILS AND FOUNDATIONS***

## Sommario

1	INTRODUZIONE.....	2
2	STATO DELL' ARTE SUGLI ESOSCHELETRI .....	6
2.1	Strategie ed interventi per il retrofit delle costruzioni esistenti in c.a .....	6
2.2	Definizione di esoscheletro, sue prerogative strutturali e campi d'applicazione .....	8
2.3	Precedenti studi e ricerche.....	10
2.4	Famiglie tipologiche (concept strutturale) e nomenclatura proposta .....	12
2.5	Realizzazioni emblematiche e catalogazione degli interventi .....	17
2.5.1	Criterio e scheda proposta per la catalogazione .....	17
2.5.2	Catalogo (database) per edifici multipiano .....	19
2.6	Osservazioni .....	21
3	ESOSCHELETRI ORTOGONALI E SISTEMA COSTRUTTIVO PROPOSTO .....	23
3.1	Prerogative degli esoscheletri ortogonali e limiti di applicazione .....	23
3.2	Esempi/realizzazioni di esoscheletri ortogonali : concept e dettagli costruttivi.....	25
3.2.1	Generalità .....	25
3.2.2	Palazzina per uffici dello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore (BO).....	25
3.2.3	Scuola Primaria "La Tina" di Città di Castello (PG) .....	32
3.2.4	Altre realizzazioni.....	36
3.2.5	Osservazioni .....	37
3.3	Concezione strutturale del kit-sistema costruttivo .....	39
3.3.1	Generalità .....	39
3.3.2	Scelta tecnologica: materiale di base e sistemi di protezione.....	39
3.3.2.1	Materiale di base.....	39
3.3.2.2	Sistemi di protezione .....	42
3.3.3	Scelta tipologica .....	50
3.3.4	Scelta dimensionale .....	59
3.4	Preliminare ottimizzazione strutturale delle pareti reticolari.....	62
3.5	Modello fisico ed elaborati grafici esecutivi del kit-sistema costruttivo .....	66
3.5.3	Kit strutturale per edifici multipiano e dettagli costruttivi .....	66
3.5.4	Kit strutturale per edifici monopiano e dettagli costruttivi .....	69
3.6	Soluzioni tecnologiche per le fondazioni .....	71
4	METODOLOGIA DI PROGETTO DEGLI ESOSCHELETRI 2d $\perp$ .....	74
4.1	Obiettivi e livelli prestazionali attesi .....	74
4.2	Stato dell'arte delle procedure di progetto presenti in letteratura .....	76
4.3	Metodologia proposta per il progetto degli Esoscheletri 2D $\perp$ e del sottosistema portante di fondazione.....	80
5	CASO STUDIO EDIFICIO MULTIPIANO: Cenni sulla progettazione dell' esoscheletro (sovrastuttura) a base fissa per retrofit strutturale della Scuola Santini.....	92
5.1	Problema/sistema strutturale e sua identificazione (Fase conoscitiva) .....	92
5.1.1	Analisi storico critica e documentazione di progetto .....	93
5.1.2	Rilievo geometrico strutturale, caratteristiche materiali e dettagli costruttivi.....	94
5.1.3	Analisi preliminare delle carenze.....	99

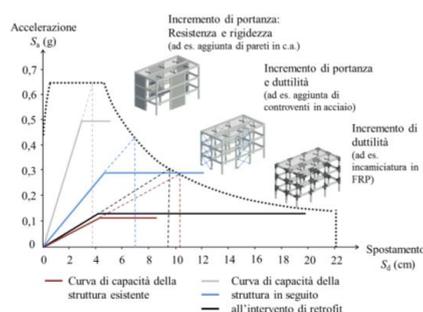
Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti:  
Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni

5.2	Valutazione della sicurezza ante-operam (Fase valutativa) .....	99
5.3	Progetto dell'intervento di retrofit/adequamento sismico con EXO 2D $\perp$ in acciaio (Fase progettuale) 103	
5.4	Risposta dinamica della struttura e sua regolarizzazione.....	117
5.5	Note sul comportamento non dissipativo del sistema secondo normativa .....	120
6	<i>CASO STUDIO EDIFICIO MULTIPIANO: Progettazione dei nodi e dei sistemi di trasferimento</i> 122	
6.1	Finalità ed obiettivi dello studio .....	122
6.2	Scelta del software IDEA Statica e descrizione del Metodo agli Elementi Finiti basato sulle Componenti (CBFEM).....	124
6.3	Tipologia dei nodi e parametri di progetto .....	128
6.4	Progettazione allo SLV dei nodi per sistemi non dissipativi (ND).....	130
6.5	Progettazione allo SLV dei sistemi di trasferimento per sistemi non dissipativi (ND).....	144
6.6	Sintesi dei risultati.....	150
7	<i>INFLUENZA DELLA RIGIDEZZA FLESSIONALE DEI NODI E RISPOSTA DEL SISTEMA GLOBALE</i> 151	
7.1	Rigidezza flessionale dei nodi .....	151
7.2	Influenza della rigidezza flessionale dei nodi su risposta del sistema globale.....	154
8	<i>PROGETTAZIONE PARAMETRICA DELLE FONDAZIONI AL VARIARE DEL TIPO DI SOTTOSUOLO</i> .....	163
8.1	Finalità ed obiettivi dello studio parametrico .....	163
8.2	Scelta e descrizione del software ProSAP .....	165
8.3	Scelta del tipo di terreno: Categoria di sottosuolo e caratteristiche geotecniche associate .....	166
8.4	Modellazione dell'interazione suolo – struttura per lo studio del comportamento strutturale allo SLV 171	
8.5	Progettazione delle fondazioni nel caso di esoscheletri ortogonali non dissipativi (ND) .....	180
8.6	Sintesi dei risultati.....	189
9	<i>STIMA DEI COSTI E CLASSIFICAZIONE SISMICA</i> .....	190
9.1	Stima dei costi .....	190
9.2	Classificazione del rischio sismico.....	195
10	<i>CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI</i> .....	200
	<i>RINGRAZIAMENTI</i> .....	202
	<i>BIBLIOGRAFIA</i> .....	203
	<i>PAROLE CHIAVE</i> .....	207

## ABSTRACT

Molteplici sono oggi le strategie e le tecniche di intervento che è possibile adottare per il miglioramento/adeguamento (NTC2018 al §8.4.3) sismico delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato caratterizzate da un'elevata vulnerabilità per l'assenza di dettami sismici e problematiche connesse alla durabilità. Le strategie di intervento per adeguare un edificio esistente sono sostanzialmente tre:

- Incremento della sola duttilità;
- Incremento di portanza e duttilità, soluzione ibrida;
- Incremento della sola portanza, resistenza e rigidità della struttura.



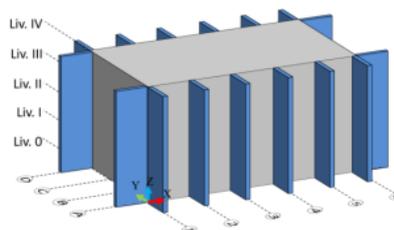
La seconda strategia è generalmente perseguita attraverso interventi globali come l'aggiunta di sistemi sismoresistenti in acciaio che possono essere applicati internamente o esternamente alla struttura, riferendoci rispettivamente di endoscheletri o esoscheletri. L'utilizzo di strutture additive esterne, comunemente denominate esoscheletri, è sin dagli anni '80 considerata una delle alternative possibili da utilizzare per il retrofit sismico delle strutture esistenti in c.a. a bassa capacità dissipativa. L'utilizzo di tale strategia di intervento è oggi di grande attualità, non solo perché è l'unica implementabile in maniera sicura senza interrompere il funzionamento/utilizzo della costruzione, ma anche perché può essere efficacemente adottata, nei casi in cui si possa effettuare un ampliamento strutturale con aggiunta laterale di volumi, per il retrofit integrato (formale, energetico e funzionale) dell'intera costruzione.



Gli esoscheletri sono delle pareti di taglio realizzate mediante materiale metallico disposte lungo il perimetro della struttura con il compito di incrementarne la rigidità laterale. Il loro funzionamento può essere di tipo 2D o 3D e, nel caso 2D, le pareti possono essere disposte in maniera ortogonale o parallela all'edificio. In particolare, questo lavoro fa riferimento ai sistemi 2D ortogonali alla pianta dell'edificio in c.a. da retrofittare. Questi sistemi, che traggono ispirazione dall'architettura gotica (contrafforte), hanno il vantaggio di svincolarsi dalla griglia strutturale, si prestano bene ad essere industrializzati, soddisfano la domanda in termini di resistenza e rigidità globale modificando esclusivamente il numero, possono essere concepiti per avere un alto livello di accessibilità, non limitano il passaggio della luce, possono ridurre la classe di esposizione del calcestruzzo della struttura esistente, per la loro morfologia questi sistemi

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti:  
Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni

facilitano l'espansione laterale della struttura esistente. Il collegamento con la struttura esistente può avvenire attraverso dei semplici link rigidi o dispositivi a dissipazione aggiuntiva. Di contro, questi sistemi, per ragioni essenzialmente dimensionali, possono essere utilizzati per il retrofit di edifici mono-piano e multi-piano di modesta altezza e richiedono delle fondazioni ex-novo.



Le principali prerogative del sistema sono:

- Capacità di avere un basso impatto per gli utenti dell'edificio;
- Possibilità di ottenere alte prestazioni;
- Tempi di realizzazione bassi;
- Costi alti ma con possibilità di raggiungere economie di scala;
- Accessibilità variabile da alta a bassa in funzione del tipo di sistema adottato.

Focalizzandoci sull'aspetto dell'accessibilità, del peso e delle prestazioni (rigidezza, resistenza, stabilità) si è effettuato uno studio parametrico sulla geometria della parete nei limiti globali e locali imposti, al fine di ottenere un'ottimizzazione del sistema stesso. Dai risultati ottenuti, si evince che l'optimum si raggiunge con il sistema zoppo con diagonali a "Y" (o semi portale), la cui conformazione dà la possibilità alle persone di poterci transitare al di sotto. Il materiale, la disposizione delle pareti in pianta e le sezioni delle membrature, variabili in base all'indice di IS-V che si vuole raggiungere, sono state determinate attraverso la metodologia di progetto proposta in tesi precedenti e nel seguito descritta in maniera più approfondita nelle sue cinque fasi:

- Fase 1 - scelta del materiale e dei sistemi di protezione;
- Fase 2 - progettazione della forma;
- Fase 3 - distribuzione in pianta delle pareti;
- Fase 4 - progettazione degli elementi e numero di pareti;
- Fase 5 - progettazione dei dettagli costruttivi e delle fondazioni;

È stata anche adottata una certa nomenclatura per classificare il sistema:

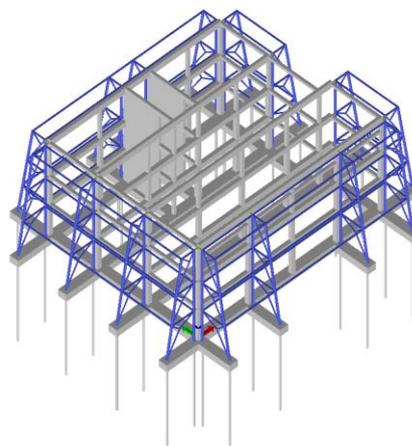
EXO\_S275-J2\_2D\_Orto\_CBF\_Y\_IS

Quindi è stato approfondito l'argomento andando ad applicare il tutto al caso studio relativo al progetto WP5 2019-2021 del consorzio ReLUIIS, ovvero la scuola P. Santini ubicata a Loro Piceno (MC). Da una preliminare analisi si individuano, qualitativamente, le seguenti carenze locali e globali: telai in una sola direzione, edificio non regolare, scarsi dettagli costruttivi, qualità del calcestruzzo molto scadente.

Effettuando delle analisi statiche non lineari con SAP2000, sono state evidenziate carenze di tipo quantitativo. Al fine di colmarle, sono stati progettati gli esoscheletri facendo attenzione a raggiungere prima un  $IS-V = 0.80$  (intervento di miglioramento) e poi un  $IS-V=1.00$  (intervento di adeguamento), sempre attraverso una analisi statica non lineare con SAP2000. Gli studi precedenti hanno approfondito il progetto globale dell'esoscheletro considerandolo sia come un sistema non dissipativo sia come un sistema dissipativo, quest'ultimo però è stato tralasciato, poiché presenta sezioni delle membrature piuttosto grandi e poiché vogliamo sfruttare il solo campo elastico di tali esoscheletri.

Per l' $IS-V=0.80$  le sezioni ottenute sono:

- Correnti: CHS 244,5x12,5 mm;
- Diagonali: CHS 139,7x10 mm;
- Traversi : CHS 177,8x12 mm.



Per l' $IS-V=1.00$  le sezioni sono:

- Correnti: CHS 273x12,5 mm;
- Diagonali: CHS 177.8x12 mm;
- Traversi : CHS 193.7x12 mm.

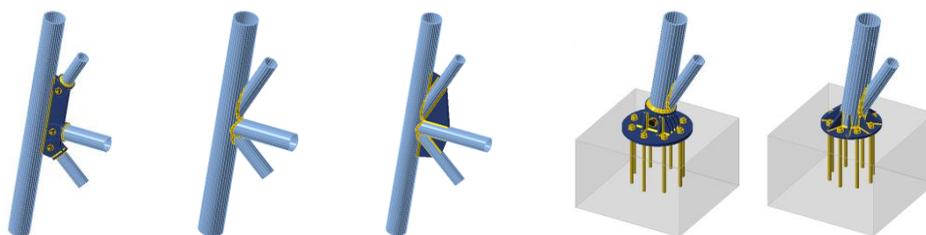
Data la presenza di setti in c.a. che delimitano il vano scala e dato il loro comportamento strutturale non ben definito in quanto non si conosce bene il grado di ancoraggio a livello dei solai e il collegamento che esso avrebbe avuto in fondazione, è stata considerata una doppia casistica: una dove i setti sono collaboranti nella risposta sismica dell'edificio (caso preso in considerazione nel progetto ReLUI5 WP5 2019-2021, per cui successivamente definito Sistema Benchmark) e una in cui sono assimilabili alla stregua di una tamponatura. Confrontando i risultati, si deduce che l'esoscheletro è più sollecitato nel caso della struttura con setti collaboranti, motivo in più per andare ad analizzare nel dettaglio il Sistema Benchmark.

Quando si studiano specifiche strutture, spesso non bisogna limitarsi alla sola analisi globale della struttura, in quanto il comportamento di alcune sue parti potrebbe essere non considerato nell'analisi e, di conseguenza, le criticità di queste parti e il reale comportamento della struttura verrebbe alterato. A partire dai risultati del Sistema Benchmark, avvalendoci del software IDEASTatica, si effettua una analisi locale elasto-plastica dei principali nodi dell'esoscheletro:

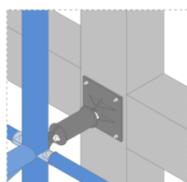
- nodo esterno del 1 impalcato;
- nodo esterno di fondazione;
- sistemi di trasferimento.

Si effettua l'analisi attraverso una parametrizzazione del materiale (S275 e S355) e del tipo di nodo, in base alla sua rigidezza flessionale (pinned, semirigid, rigid):

- per quanto riguarda il materiale, si è rilevato che un acciaio S275 risulta insufficiente ad un'analisi locale dei nodi, mentre risultava soddisfacente per una analisi globale della struttura. Al contempo, utilizzando un acciaio S355 abbiamo ottenuto risultati più performanti e soddisfacenti anche per l'analisi locale;
- per quanto riguarda le tipologie di nodo, si è rilevato che la loro variazione restituisce performance molto simili. A conferma di ciò, vi è l'invariato comportamento della struttura retrofittata, dopo averla modellata correttamente con le giuste rigidezze flessionali iniziali dei nodi. Questo si verifica in quanto l'esoscheletro lavora prevalentemente a sforzo assiale, motivo per cui cambiare tipologia di nodo, e quindi la sua rigidezza rotazionale, è piuttosto ininfluenza.



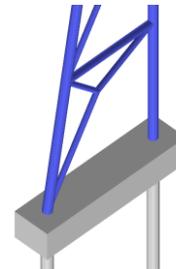
L'analisi locale dei nodi risulta essere importantissima per cogliere meglio la distribuzione di stress nel nodo. Infatti, indipendentemente dall'IS-V che si vuole raggiungere, si osserva che il materiale S275, come precedentemente detto, non è sufficiente in resistenza perché ci sono ampie zone di stress concentrato che fanno plasticizzare il nodo. Nel caso di S355 è possibile notare piccole zone rosse che non permettono il raggiungimento dello snervamento dell'acciaio, e comunque, sono tali da poterle considerare trascurabili qualora raggiungessero lo snervamento, poiché rappresentano piccole ed insignificanti plasticità locali. Relativamente al materiale S355, è possibile fare un'ulteriore osservazione, cioè che le membrature hanno un tasso di lavoro inferiore. In merito alla tipologia di nodo utilizzata, è stata effettuata una analisi della struttura facendo variare la rigidezza flessionale dei nodi dell'esoscheletro. Come da previsione, dato il comportamento prevalentemente assiale del sistema, si è visto che la risposta globale del sistema varia in modo del tutto trascurabile.



In merito ai link di trasferimento, data la scarsa classe del calcestruzzo della scuola, si è pensato di fare una parametrizzazione sulla classe del cls. Se la struttura esistente non ha nodi di notevoli dimensioni e non ha un calcestruzzo di buona qualità (come nel nostro caso studio), sia le verifiche a trazione lato calcestruzzo sia le verifiche a compressione del basamento in calcestruzzo, potrebbero risultare non verificate, motivo per cui necessitano di interventi locali. A tal proposito, si fa riferimento a rinforzi locali con FRP, con FRCM, ringrosso del nodo, allungamento della piastra sugli elementi

adiacenti al nodo interessato, prolungamento degli ancoraggi fino all'interno della struttura e bloccaggio con piastre. In alternativa, verificando che l'armatura nel nodo è sufficiente ad assorbire questi sforzi, si potrebbe evitare di effettuare, tramite software, le verifiche dedicate.

A differenza degli studi precedenti, questo lavoro di tesi mette in luce anche l'aspetto delle fondazioni e dell'interazione suolo-struttura tramite il supporto del software di calcolo strutturale ProSAP della 2si. Le fondazioni che risultano essere migliori sono quelle profonde e, nel caso in esame, sono sufficienti i micropali, i quali sono gettati senza eccesso di pressione (micropali tipo A). Parametrizzando la categoria di sottosuolo, prevista dalla NTC2018, e associando ad ognuna di esse uno spettro di progetto e una caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, si è effettuata un'analisi modale con fattore di struttura  $q=1.5$ , il quale rappresenta il limite per considerare la struttura come sistema sostanzialmente elastico e per ragionare senza il principio di gerarchia delle resistenze, sia della struttura con setti collaboranti (Sistema Benchmark) sia della struttura con setti non collaboranti. In questo modo, è stato possibile determinare ed associare, ad ogni categoria, delle caratteristiche meccaniche al sottosuolo. Effettuando il progetto e la verifica geotecnica e strutturale, mediante software ProSAP e il suo modulo ProCAD-Plinti, sono state ottenute le dimensioni dei pali e le relative armature, affinché tutto venisse verificato. Dal punto di vista geotecnico si evince che, per tutti i casi in esame, il diametro dei pali debba essere pari a 30cm, mentre la loro lunghezza varia in base alla struttura, all'IS-V ed alla categoria di sottosuolo considerata. Dal punto di vista strutturale si evince che le barre longitudinali e la spirale debbano avere un diametro pari a 20mm, con una configurazione che va da 6 a 8 ferri nella sezione trasversale, a seconda della struttura, all'IS-V ed alla categoria di sottosuolo.



Il lavoro è stato concluso eseguendo la stima del costo delle fondazioni ed è stato effettuato un confronto dei valori ottenuti con quelli già stimati della sovrastruttura, in modo tale da capire se e quanto siano compatibili con gli incentivi del sismabonus. I risultati mostrano che l'intervento ha un impatto del costo abbastanza alto, soprattutto con l'aggiunta delle fondazioni. L'intervallo dei costi è di 263 €/m<sup>2</sup> - 366 €/m<sup>2</sup>, nel caso di struttura senza la stima del costo delle fondazioni, e di 293 €/m<sup>2</sup> - 420 €/m<sup>2</sup>, nel caso in cui si tiene conto anche del costo delle fondazioni. Confrontando i due intervalli ottenuti, si può dedurre che vi è un incremento del costo che oscilla tra il 10%, per categorie di sottosuolo migliori (A), e il 22% per categorie di sottosuolo più scadenti (D). È facile intuire che i costi relativi alla parte in elevazione diminuiscono se utilizzassi profili non tubolari, ma di altro tipo. Infine, si è voluto riportare una sintesi della classificazione del rischio sismico della struttura ante e post operam, evidenziando un salto di 4-5 classi, ragion per cui l'intervento permette di utilizzare gli incentivi del Sismabonus e del Superbonus.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti:  
Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

Parte I (I Anno-2019):  
STATO DELL'ARTE E CONCEPT

*By Gianmaria Di Lorenzo et al.*

## 1 INTRODUZIONE

Molteplici sono oggi le strategie e le tecniche di intervento che è possibile adottare per il miglioramento e l'adeguamento sismico delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato caratterizzate da una elevata vulnerabilità per l'assenza di dettami sismici e problematiche connesse alla durabilità. Accanto all'affinamento delle tecniche tradizionali, i progressi compiuti sinergicamente dalla scienza dei materiali e dalla ingegneria strutturale hanno consentito il diffondersi di sistemi innovativi, molti dei quali già da tempo codificati, in ambito internazionale [JBDPA, 2001 e CEB-FIB, 2003] e nazionale nelle principali norme e linee guida che si occupano di riabilitazione strutturale [Dolce e Manfredi, 2011]. Tali codici, in base alle carenze presenti nel sistema, forniscono molteplici soluzioni ed indicazioni progettuali da utilizzare per retrofit strutturale delle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato. La scelta della soluzione ottimale richiederebbe un approccio di tipo Life Cycle Thinking (LCT) in cui analizzare le implicazioni sulle performance strutturali e durabilità (PBD & LCE), sui costi (LCC) e sugli impatti ambientali (LCA) durante l'intero ciclo di vita della costruzione. L'avvento del BIM e dell'industria 4.0 sta favorendo la ricerca di nuove soluzioni e metodologie di scelta da utilizzare per la progettazione di interventi di prevenzione del rischio sismico in una ottica di tipo Life Cycle [Formisano et al, 2017 e Vitiello et al, 2019].

La miriade di alternative disponibili che il progettista può adottare per la riabilitazione strutturale si riduce drasticamente non appena si introduce il requisito che la costruzione, a seguito dell'intervento, non deve interrompere il suo funzionamento e/o utilizzo [FEMA, 2006]. Tra questi rientrano certamente tutti gli interventi che vengono eseguiti all'esterno della costruzione attraverso strutture additive collegate lateralmente a quelle esistenti e dotate opzionalmente di fondazione indipendente. Qualora l'intervento sia esteso ad una porzione significativa della costruzione, utilizzando una terminologia derivata dalla zoologia e fatta propria dalla biomimesi [Benyus, 2002], è possibile denominarli "esoscheletri" ovvero sistemi che applicati dall'esterno sono capaci di proteggere la costruzione esistente incrementandone principalmente la portanza (resistenza e rigidezza) nei riguardi delle azioni laterali [Foraboschi e Giani, 2017].

L'uso di strutture esterne in muratura, legno o materiali metallici destinate all'assorbimento della spinta o per opere provvisorie di salvaguardia di costruzioni danneggiate da azioni antropiche o ambientali risale dall'antichità.

Come testimoniato dai molteplici workshop [Mariani et al, 2015] e progetti di ricerca [PRIN 2009; ReLUIS, 2019-21], l'utilizzo di tale strategia di intervento è oggi ritornata di grande attualità, non solo perché è l'unica implementabile in maniera "sicura" senza interrompere il funzionamento/utilizzo della costruzione, ma anche perché può essere efficacemente adottata, nei casi in cui si possa effettuare un ampliamento strutturale con addizione laterale di volumi, per il retrofit integrato, formale, energetico e funzionale dell'intera costruzione. L'esoscheletro quindi,

oltre ad incrementare i livelli di sicurezza strutturale della costruzione esistente nei confronti dei principali stati limite [Foraboschi e Giani, 2018], se utilizzato in una ottica di progettazione integrata [Feroldi et al, 2014; Marini, 2017], può divenire il supporto per una doppia pelle capace di migliorare anche le prestazioni energetiche della costruzione e fornire al contempo un restyling architettonico al manufatto [Caverzan, 2016]. Tale integrazione è inoltre favorita da incentivi fiscali che in molti paesi, tra cui Italia, prevede recentemente la possibilità di cumulare il cosiddetto Ecobonus al Sismabonus. Tornando alle questioni meramente strutturali, gli esoscheletri, oltre a configurarsi come intervento globale che modifica la portanza e le caratteristiche dinamiche del sistema, se distribuiti in modo uniforme e collegati in modo opportuno ai nodi di perimetro con piastre di rinforzo, possono esercitare una funzione di confinamento dei nodi, svolgendo anche il ruolo di intervento locale mirato a neutralizzare le tipiche carenze presenti nelle costruzioni in c.a. a bassa duttilità. Gli esoscheletri possono inoltre essere dotati di dispositivi a dissipazione addizionale da inserire nei link di collegamento con la costruzione esistente [Scuderi, 2016] e/o in prossimità dei collegamenti in fondazione [Lobò et al, 2016]. Sempre in ambito strutturale gli esoscheletri consentono di affiancare al retrofit sismico quello a durabilità, troppo spesso trascurato nei comuni interventi sull'esistente. Infatti il doppio involucro, proteggendo le zone maggiormente esposte alle intemperie, ne modifica la classe di esposizione o di corrosività dell'ambiente [Rizzo et al. 2019], incrementando la durabilità della costruzione prolungandone la vita utile, in molti casi ormai giunta al termine, soprattutto negli edifici esistenti in c.a. costruiti dal secondo dopoguerra sino agli anni '70 che in Italia, come in Europa, costituiscono una parte rilevante del patrimonio edilizio [Marini et al., 2014]. L'esoscheletro, qualora sia di tipo integrale, può inoltre involuppare completamente la costruzione proteggendola dagli agenti atmosferici, migliorandone inoltre le prestazioni energetiche e strutturali dell'impalcato di copertura [Terracciano et al. 2014]. In una accezione più ampia rientrano in questa categoria anche i manufatti adottati per la protezione dei siti archeologici e dei beni monumentali [Di Lorenzo et al., 2019]. Oltre a scopo preventivo come intervento integrato di retrofit, gli esoscheletri, se prodotti come kit o sistema su scala industriale, possono essere impiegati, in alternativa ad opere provvisorie, come intervento di urgenza per la riparazione e salvaguardia di costruzioni danneggiate da eventi sismici [Mazzolani, 2007]. Da quanto precedentemente esposto consegue che, qualora le condizioni al contorno e le limitazioni urbanistiche/paesaggistiche lo consentano, l'utilizzo degli esoscheletri realizzati con materiali metallici e tecnologie a secco, se integrati ad un nuovo involucro, diviene una strategia efficace d'intervento volta aumentare in modo sostenibile e reversibile la resilienza dell'ambiente costruito [Bellini et al., 2018]. Applicati su interi comparti possono inoltre favorire la rigenerazione urbana, rivalutando e rivalutando, anche economicamente, il patrimonio edilizio preesistente, con particolare riguardo alle periferie e alle aree più degradate delle nostre città [Angelucci et al., 2013]. Per questa ragione il rifacimento degli esterni in Italia è oggi fortemente sostenuto da

ulteriori incentivi fiscali contenuti nella recente legge di bilancio 2020 (Bonus facciate) che prevede un credito fiscale del 90% della spesa sostenuta per il rifacimento della facciate di edifici ad uso residenziale. L'utilizzo degli esoscheletri, integrati con l'involucro, appare quindi una soluzione particolarmente conveniente nel nostro paese in quanto consente di accedere a tre diverse forme di incentivi fiscali: sisma, eco e facciate bonus.

In questo ambito si inquadra il presente lavoro che ha per oggetto lo studio di un kit-sistema costruttivo di esoscheletro in carpenteria metallica da impiegare per la salvaguardia e/o il retrofit di edifici esistenti in c.a. e c.a.p. mono-piano e multipiano di altezza contenuta. Definito il concetto di esoscheletro e le sue prerogative, a valle di un approfondito stato dell'arte sulle principali ricerche ed applicazioni, si è proceduto alla loro classificazione tipologica (archetipi o famiglie) e alla definizione dei parametri chiave di progetto, indispensabili per concepire e dimensionare correttamente tali sistemi. Ciascuna famiglia è stata identificata mediante una sigla utilizzata che descrive sinteticamente il generico sistema (concept) attraverso la definizione degli aspetti tecnologici, tipologici e dimensionali. Successivamente si è proceduto alla catalogazione di tali sistemi con riferimento ad alcune applicazioni emblematiche. Lo stato dell'arte è servito per la concezione-progettazione e prototipazione (virtuale-BIM) di un sistema costruttivo (kit) costituito da pareti di taglio reticolari in acciaio da applicare in modo diffuso ortogonalmente rispetto alla generica facciata, senza la presenza dispositivi a dissipazione aggiunta. Tra le possibili alternative progettuali sono state analizzate le soluzioni a portale zoppo che consentono il passaggio di persone e cose. Accanto all'organismo strutturale primario è inoltre concepita l'orditura minuta (sistema secondario) su cui poggia l'involucro realizzato come sistema stratificato a secco, opzionalmente adattivo ovvero capace di modificare nel tempo il suo comportamento e prestazioni energetiche in funzione delle condizioni climatiche esterne.

Facendo un accenno teorico sulla metodologia di progetto applicata in studi precedenti, si passa al caso studio della scuola Santini ubicata a Loro Piceno (MC) che presenta carenze tipo: telai in una sola direzione, edificio non regolare in elevazione, scarsi dettagli strutturali, qualità del calcestruzzo molto scadente. Siccome l'edificio presenta dei setti che delimitano il vano scala, e il loro comportamento non è ben definito poiché non si conosce bene il grado di ancoraggio con il solaio e il collegamento che esso avrebbe in fondazione, si è tenuto conto di una doppia casistica: una dove i setti sono collaboranti nella risposta simica dell'edificio (caso preso in considerazione nel progetto ReLUI5 WP5 2019-2021) e una dove non lo sono e sono assimilabili alla stregua di una tamponatura. Confrontando i risultati si è visto che l'esoscheletro è più sollecitato nel caso di setto collaborante. Ecco perché si è proseguiti considerato questo. A partire da questi risultati si effettua una analisi locale della struttura nuova con il software IDEASTatica per poter progettare e verificare i principali nodi della parete dell'esoscheletro nonché i dispositivi di trasferimento. Successivamente si è passati in fondazione per poter avere una stima preliminare di quelle che

sono la tipologia di fondazioni più idonee e il loro prezzo. Dopo aver definito e modellato una apposita stratigrafia avente delle precise caratteristiche geotecniche per ogni categoria di sottosuolo proposto dalla NTC2018, attraverso il software ProSAP si è effettuata una analisi modale con fattore di struttura  $q=1.5$ , che da nuova norma è il limite per considerare la struttura come sistema sostanzialmente elastico e ragionare senza il principio di gerarchia delle resistenze, sia della struttura con setti collaboranti (caso preso in considerazione nel progetto ReLUIS WP5 2019-2021) che della struttura con setti non collaboranti.

Il lavoro è stato concluso eseguendo la stima e il confronto dei costi relativi alle varie soluzioni individuate evidenziando che l'intervento ha un impatto costo abbastanza alto, soprattutto con l'aggiunta delle fondazioni. Il ventaglio dei costi da 263 €/m<sup>2</sup> nel caso di struttura senza stima dei costi delle fondazioni, ai 289.37 €/m<sup>2</sup> ai 327.62 €/m<sup>2</sup> nel caso in cui si tiene conto anche del costo delle fondazioni.

## 2 STATO DELL'ARTE SUGLI ESOSCHELETRI

### 2.1 Strategie ed interventi per il retrofit delle costruzioni esistenti in c.a.

La carenza di risorse naturali ed economiche, a cui si contrappone, in un'ottica di Performance Based Design l'aumento dei livelli di prestazione richiesti ai nostri sistemi, sta comportando, anche a valle delle innovazioni tecnologiche prodotte dal Building Information Modelling, un nuovo approccio alla progettazione/riabilitazione delle opere di ingegneria che fa leva sui concetti di sostenibilità e resilienza. Questa tendenza è ancora più marcata qualora si operi su manufatti esistenti per i quali, per ragioni patologiche o fisiologiche, occorra procedere alla loro riparazione, upgrade o retrofit. Con riferimento alle opere di ingegneria civile ed architettura, data la complessità dei sistemi, una progettazione/riabilitazione che ottimizzi le risorse e faccia leva sui succitati concetti di sostenibilità e resilienza, deve necessariamente essere improntata secondo un approccio olistico (Figura 1), che affronti il problema in modo integrato e multidisciplinare analizzando, sin dalla sua concezione, le diverse fasi del ciclo di vita [Zhang, et al. 2018].



Figura 1: Approccio olistico in chiave life cycle thinking

In una visione olistica le problematiche di carattere strutturale e di mitigazione del rischio correlato alle azioni antropiche, ambientali e al degrado, devono essere messe a sistema con quelle impiantistiche/tecnologiche di confort ed efficienza energetica a cui si aggiungono quelle di carattere architettonico ed urbanistico che riguardano gli aspetti formali e distributivi declinati sulla piccola e grande scala. Questo modo di procedere, che implementa una visione olistica in un'ottica life cycle, deve essere applicato anche quando si operi su costruzioni esistenti per le quali, a valle di una attenta fase conoscitiva e valutativa occorre procedere alla loro riabilitazione attraverso interventi di riparazione, upgrade o retrofit. Anche a livello di sottosistema o di classi di unità tecnologiche è necessario conservare una visione d'insieme che tenga conto dell'intero ciclo di vita. In ambito strutturale ad esempio il retrofit nei confronti delle azioni sismiche non può prescindere da quello a durabilità e da una previsione della vita residua ante e post-operam valutata attraverso appropriati modelli di degrado.

Definite le carenze possedute dal organismo strutturale ed i livelli di prestazioni attesi, le strategie di intervento che possibile mettere in atto possono agire incrementando la capacità (C) e/o riducendo la domanda (D) attraverso interventi carattere globale e/o locale basati su sistemi e tecnologie tradizionali o innovative.

Le carenze tipiche riscontrabili negli edifici esistenti in c.a. progettati e/o costruiti in assenza di specifiche sismiche riguardano la ridotta portanza in termini di rigidezza e resistenza globale alle azioni laterali (global strength and stiffness), l' irregolarità nella configurazione planimetrica e/o altimetrica (configuration), i problemi di trasferimento delle azioni (load path) tra gli elementi (ad es. nodi e diaframmi), le carenze nei dettagli costruttivi delle membrature (component detailing), le carenze del complesso terreno fondazione (foundations). A queste si aggiungono le carenze che riguardano le parti non strutturali che possono attivare meccanismi locali e quelle ascrivibili ad errori di progettazione/realizzazione. Per l'intera costruzione occorre inoltre considerare le carenze dovute alla durabilità che possono ridurre la capacità portante del sistema strutturale e causare il distacco di parti anche non strutturali costituendo un potenziale pericolo per la pubblica incolumità. In ambito nazionale per quanto concerne le prestazioni attese, da manufatti esistenti soggetti ad interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico, i livelli di sicurezza minimi sono definiti nel Cap.8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018 - NTC2018) al variare dello stato limite (SL) e della classe d'uso (coefficiente CU, esposizione) della costruzione.

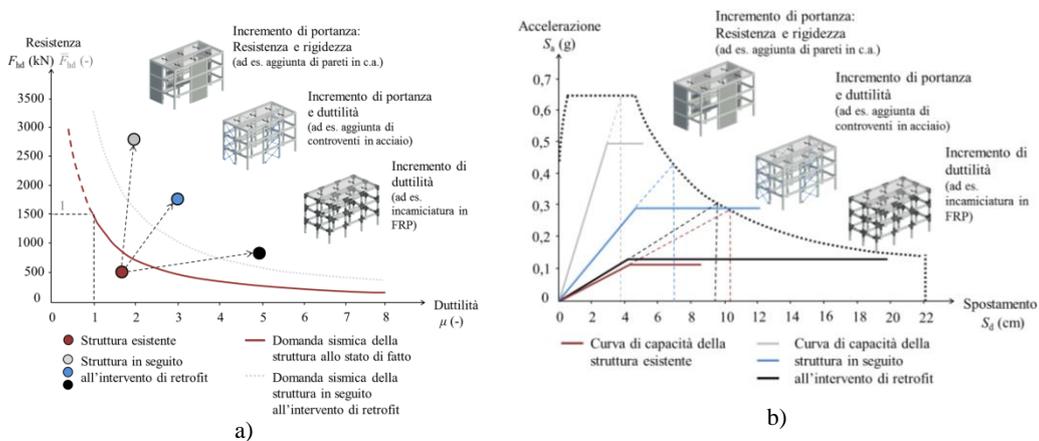


Figura 2: Strategie di progetto per il retrofit di costruzioni esistenti in c.a. basate sull'incremento di capacità

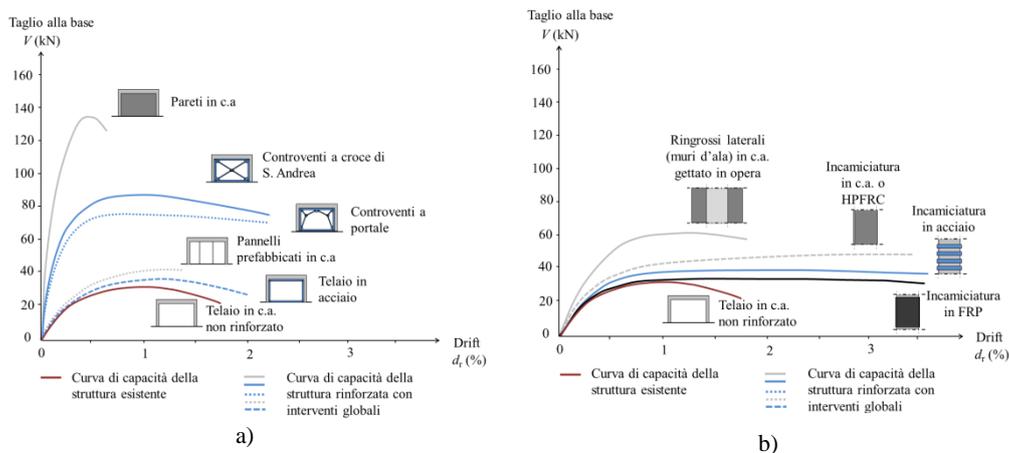


Figura 3: Tipico comportamento sperimentale (qualitativo/quantitativo) di telai in c.a. retrofittati con interventi globali a) e locali b)

Una scelta efficace e razionale di tali strategie può avvenire confrontando, al variare della duttilità richiesta, la domanda (D) con la capacità (C) in termini forza di progetto [Blume, 1960] (Figura 2a) o mettendole in relazione nel piano Acceleration-Displacement Response Spectrum ADRS normalmente utilizzato per valutazione delle sicurezza secondo un approccio agli spostamenti basato su analisi statiche non lineari [Freeman, 1998; Fajfar, 1999] (Figura 2b). Le strategie tradizionali per il retrofit delle costruzioni esistenti in c.a. possono agire incrementando la capacità in termini di resistenza e rigidità (portanza) e/o duttilità nei confronti delle azioni laterali [Sugano, 1981; Fukuyama and Sugano, 2000]. La prima strategia è generalmente perseguita attraverso interventi globali (Figura 3a) implementati aggiungendo all'organismo strutturale esistente elementi o sistemi sismoresistenti che ne modificano in modo significativo il comportamento in regime statico e dinamico. La seconda strategia è di norma eseguita attraverso interventi locali (Figura 3b), quali ad esempio incamiciature di elementi e rinforzi di nodi, la cui finalità è quella di incrementare la capacità di deformazione in campo plastico del sistema ovvero la sua duttilità.

## 2.2 Definizione di esoscheletro, sue prerogative strutturali e campi d'applicazione

Gli interventi globali prevedono l'aggiunta di sistemi sismoresistenti che possono essere applicati internamente e/o esternamente alla costruzione esistente. Utilizzando un linguaggio derivato dalla biomimesi [Benyus, 2002], nel caso in cui le addizioni siano eseguite dall'interno si parla di endoscheletro, diversamente di esoscheletro (Figura 4a). In entrambe i casi abbiamo un forte aumento di portanza che opportunamente progettato consente di adeguare sismicamente manufatti esistenti caratterizzati da bassi livelli di sicurezza. Gli endoscheletri sono utilizzati qualora non si

possa agire dall'esterno per ragioni di natura fisica/geometrica (ad es. edifici in aggregato), urbanistica (ad es. limitazioni su distanze e volumi), ed architettonica (ad es. edifici vincolati). Ciò accade soprattutto nel caso degli edifici in muratura presenti nei centri storici, per i quali gli endoscheletri possono essere destinati ad assorbire, parzialmente o integralmente, sia le azioni orizzontali che i carichi verticali (inserimenti/svuotamenti). Gli esoscheletri, essendo posizionati esternamente al manufatto da proteggere, hanno il loro punto di forza nella possibilità di evitare l'interruzione/utilizzo della costruzione esistente. Analizzando il patrimonio costruito nazionale ed europeo ciò accade soprattutto nel caso di edifici esistenti in calcestruzzo armato normale o precompresso nonché per strutture intelaiate in carpenteria metallica o in legno.

L'esoscheletro è quindi un sistema "additivo" opzionalmente "adattivo" applicato e collegato dall'esterno alla struttura esistente e dotato di proprie fondazioni, giuntate o collegate a quelle esistenti (Figura 4b). Per ragioni morfologiche e di corretto trasferimento delle azioni si può parlare di esoscheletro in "senso stretto" qualora esso interessi una porzione significativa del manufatto esistente e sia diffuso lungo il suo sviluppo. L'esoscheletro può inoltre essere considerato "integrale" allorché rivesta globalmente la costruzione esistente, fungendo contemporaneamente da addizione laterale e verticale proteggendo anche l'impalcato di copertura.

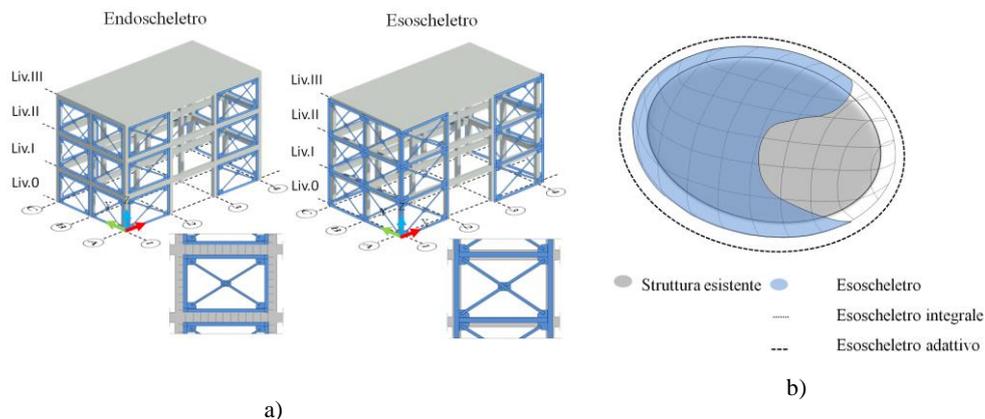


Figura 4: Il concetto di esoscheletro

Per ridurre le azioni trasferite alla nuova struttura di fondazione, può essere dotato opzionalmente di dispositivi di dissipazione aggiuntiva, a controllo passivo, attivo o semi-attivo, inseriti nel suo interno o applicati nei link di collegamento con la sovrastruttura o sottostruttura [Labò et al, 2016]. Gli esoscheletri per loro natura avendo la possibilità di integrarsi con nuovo involucro devono essere necessariamente progettati attraverso un approccio olistico (§2.1) che metta a sistema gli aspetti strutturali (retrofit sismico e a durabilità), con le questioni di confort ambientale (retrofit energetico) ed architettoniche (retrofit formale e funzionale). Come osservato in precedenza, qualora non sia possibile interrompere il funzionamento/utilizzo della costruzione, gli esoscheletri essendo applicati dall'esterno, costituiscono l'unica alternativa possibile di intervento [FEMA,

2006]. Oltre a scopo di prevenzione, qualora disponibili come kit o sistemi prodotti su scala seriale, tali sistemi, configurandosi come interventi di “rapida esecuzione”, possono essere utilizzati per la messa in sicurezza e la salvaguardia di costruzioni danneggiate da eventi sismici, divenendo successivamente parte integrante del retrofit strutturale.

Analizzando in dettaglio le prerogative strutturali in accordo ai principi del Performance Based Design, l’“obiettivo primario” che si vuole ottenere attraverso l’utilizzo degli esoscheletri, per l’adeguamento o il miglioramento sismico delle costruzioni esistenti, è la salvaguardia della vita umana (SLV). Tale obiettivo è in questo caso perseguito attraverso un incremento della portanza alle azioni orizzontali dell’intera costruzione in termini di resistenza e rigidezza globale. In particolare, in accordo ai principi del capacity design applicati a livello di sistema, l’esoscheletro deve sacrificarsi in luogo della struttura da proteggere evitandone il danneggiamento prematuro delle parti strutturali (elementi primari). Con riferimento agli edifici esistenti in calcestruzzo armato a bassa duttilità, tipicamente rappresentativi delle famiglie di edifici realizzati Italia prima degli anni '80 senza alcuna prescrizione sismica, occorre evitare l’attivazione prematura di eventuali meccanismi fragili (rottura dei nodi e/o per taglio di elementi tozzi) e/o meccanismi locali di piano soffice che tipicamente possono caratterizzare la risposta di tali costruzioni. L’incremento di rigidezza globale laterale conseguente all’utilizzo di strutture additive esterne consente inoltre, nell’ipotesi che queste siano adeguatamente ancorate a fondazioni ed impalcati sufficientemente rigidi, un miglioramento degli indicatori di sicurezza di tutti gli stati limite di esercizio (“obiettivo secondario”), sia di danno (SLD) che parzialmente di operatività (SLO) [Foraboschi e Giani, 2017]. Per questi ultimi occorrerebbe, a rigore, monitorare velocità ed accelerazioni attinte ai diversi piani per evitare il ribaltamento di oggetti e/o la perdita di funzionalità di apparecchiature elettroniche [Petrone et al, 2017]. Dosando opportunamente le rigidezze ai diversi livelli (rigidezza locale) è possibile limitare tali problematiche che spesso rappresentano la principale critica rivolta nei confronti degli interventi globali basati sull’aumento di portanza (rigidezza e resistenza globale). Infine l’inserimento di dispositivi a dissipazione addizionale di energia [Scuderi, 2016] o più semplicemente l’utilizzo di sistemi convenzionali quali ad esempio i controventi in acciaio [Badoux e Jirsa, 1990], qualora correttamente progettati, garantiscono un sensibile incremento dello smorzamento e/o della duttilità globale, prerogativa indispensabile per migliorare il livelli di sicurezza anche nei riguardi dello stato limite di collasso (SLC).

### **2.3 Precedenti studi e ricerche**

Come testimoniato dai molteplici workshop [Mariani et al, 2015] e progetti di ricerca [PRIN 2009; ReLUIS, 2019-21], l’utilizzo di tale strategia di intervento è oggi giorno ritornata di grande attualità, non solo perché è l’unica implementabile in maniera “sicura” senza interrompere il

funzionamento/utilizzo della costruzione, ma anche perché può essere efficacemente adottata, nei casi in cui si possa effettuare un ampliamento strutturale con addizione laterale di volumi, per il retrofit integrato, formale, energetico e funzionale dell'intera costruzione. L'esoscheletro quindi, oltre ad incrementare i livelli di sicurezza strutturale della costruzione esistente nei confronti dei principali stati limite [Foraboschi e Giani, 2018], se utilizzato in una ottica di progettazione integrata [Feroldi et al, 2014; Marini, 2017], può divenire il supporto per una doppia pelle capace di migliorare anche le prestazioni energetiche della costruzione e fornire al contempo un restyling architettonico al manufatto [Caverzan, 2016]. Tale integrazione è inoltre favorita da incentivi fiscali che in molti paesi, tra cui Italia, prevede recentemente la possibilità di cumulare il cosiddetto Ecobonus al Sismabonus. Tornando alle questioni meramente strutturali, gli esoscheletri, oltre a configurarsi come intervento globale che modifica la portanza e le caratteristiche dinamiche del sistema, se distribuiti in modo uniforme e collegati in modo opportuno ai nodi di perimetro con piastre di rinforzo, possono esercitare una funzione di confinamento dei nodi, svolgendo anche il ruolo di intervento locale mirato a neutralizzare le tipiche carenze presenti nelle costruzioni in c.a. a bassa duttilità. Gli esoscheletri possono inoltre essere dotati di dispositivi a dissipazione addizionale da inserire nei link di collegamento con la costruzione esistente [Scuderi, 2016] e/o in prossimità dei collegamenti in fondazione [Lobò et al, 2016]. Sempre in ambito strutturale gli esoscheletri consentono di affiancare al retrofit sismico quello a durabilità, troppo spesso trascurato nei comuni interventi sull'esistente. Infatti il doppio involucro, proteggendo le zone maggiormente esposte alle intemperie, ne modifica la classe di esposizione o di corrosività dell'ambiente [Rizzo et al., 2019], incrementando la durabilità della costruzione prolungandone la vita utile, in molti casi ormai giunta al termine, soprattutto negli edifici esistenti in c.a. costruiti dal secondo dopoguerra sino agli anni '70 che in Italia, come in Europa, costituiscono una parte rilevante del patrimonio edilizio [Marini et al., 2014]. L'esoscheletro, qualora sia di tipo integrale, può inoltre inviluppare completamente la costruzione proteggendola dagli agenti atmosferici, migliorandone inoltre le prestazioni energetiche e strutturali dell'impalcato di copertura [Terracciano et al., 2014]. In una accezione più ampia rientrano in questa categoria anche i manufatti adottati per la protezione dei siti archeologici e dei beni monumentali [Di Lorenzo et al., 2019]. Oltre a scopo preventivo come intervento integrato di retrofit, gli esoscheletri, se prodotti i come kit o sistema su scala industriale, possono essere impiegati, in alternativa ad opere provvisorie, come intervento di urgenza per la riparazione e salvaguardia di costruzioni danneggiate da eventi sismici [Mazzolani, 2007]. Da quanto precedentemente esposto consegue che, qualora le condizioni al contorno e le limitazioni urbanistiche/paesaggistiche lo consentano, l'utilizzo degli esoscheletri realizzati con materiali metallici e tecnologie a secco, se integrati ad un nuovo involucro, diviene una strategia efficace d'intervento volta aumentare in modo sostenibile e reversibile la resilienza dell'ambiente costruito [Bellini et al., 2018]. Applicati su interi comparti possono inoltre favorire la rigenerazione urbana,

riqualificando e rivalutando, anche economicamente, il patrimonio edilizio preesistente, con particolare riguardo alle periferie e alle aree più degradate delle nostre città [Angelucci et al., 2013].

## **2.4 Famiglie tipologiche (concept strutturale) e nomenclatura proposta**

Esistono molteplici soluzioni progettuali per il retrofit con gli esoscheletri, la cui scelta ottimale dovrebbe avvenire (§2.1) secondo con approccio olistico implementato in una logica di tipo life cycle, mettendo a sistema, attraverso una analisi costi-benefici, requisiti strutturali, ambientali ed architettonici. Focalizzando l'attenzione sugli aspetti strutturali, la concezione di un qualsiasi sistema/intervento dovrebbe avvenire, in modo organico, effettuando tre scelte, consecutive e consequenziali, definite rispettivamente:

- Scelta tecnologica o del materiale per impiego strutturale;
- Scelta tipologica o dello schema resistente e vincoli;
- Scelta dimensionale o della dimensione di primissimo tentativo (pre-dimensionamento).

Con riferimento alla prima scelta, la possibilità di realizzare sistemi leggeri, resistenti e reversibili, dotati di elevata qualità in fase realizzativa, orienta spesso i progettisti verso l'impiego materiali metallici. Questi ultimi consentono rapidità di trasporto e semplicità di posa in opera, offrendo al contempo la possibilità di integrarsi all'involucro soprattutto quando questo è pensato come sistema stratificato a secco. Gli esoscheletri se non inglobati da un nuovo involucro sono direttamente esposti agli agenti atmosferici e pertanto vanno adeguatamente protetti nei riguardi della corrosione atmosferica o generalizzata. Accento agli acciai per impiego strutturale non legati o bassolegati, che costituiscono certamente la soluzione più economica, andrebbero considerati, sempre in una logica life cycle per ragioni connesse alla durabilità, i più costosi acciai inossidabili e leghe di alluminio. Nel caso si adottino comuni acciai per impiego strutturale oltre al grado e sub-grado occorre scegliere accuratamente il sistema di protezione nei riguardi della corrosione. Per il grado, nel caso in cui si adottino sistemi a comportamento non dissipativo (ND), è conveniente utilizzare acciai di tipo S355 per tutti gli elementi del sistema. Nel caso in cui si voglia attribuire alla struttura additiva una funzione dissipativa, in accordo ai principi del capacity design, è possibile differenziare i materiali favorendo l'impiego di acciai di grado alto (S355 o superiore) per le parti sovreresistenti e di grado basso (S275 o inferiore) per le parti che dovranno plasticizzare. La scelta del subgrado deve avvenire in accordo alla norma EN 1993-1-10:2005 per limitare il rischio di fragilità alle basse temperature, in funzione delle condizioni ambientali e dell'intensità degli sforzi presenti nell'organismo resistente. Per parti saldate si consiglia l'impegno di acciai con subgrado J0 o superiore. Infine per il sistema di protezione nei riguardi della corrosione generalizzata è possibile coniugare estetica a durabilità utilizzando i cosiddetti sistemi

duplex che sfruttano in modo sinergico le prerogative della tradizionale zincatura a caldo e della verniciatura.

Definiti i materiali occorre procedere alla scelta dello schema resistente (tipologia strutturale), le cui alternative disponibili sono ovviamente correlate alla precedente scelta tecnologica. La scelta è inoltre condizionata dalle caratteristiche geometriche (e.g. configurazione planimetrica ed altimetrica) e meccaniche (e.g. resistenza, rigidezza e duttilità globale) del sistema che si intende proteggere, da limitazioni connesse al complesso terreno fondazione (e.g. possibilità di adottare fondazioni superficiali o profonde).

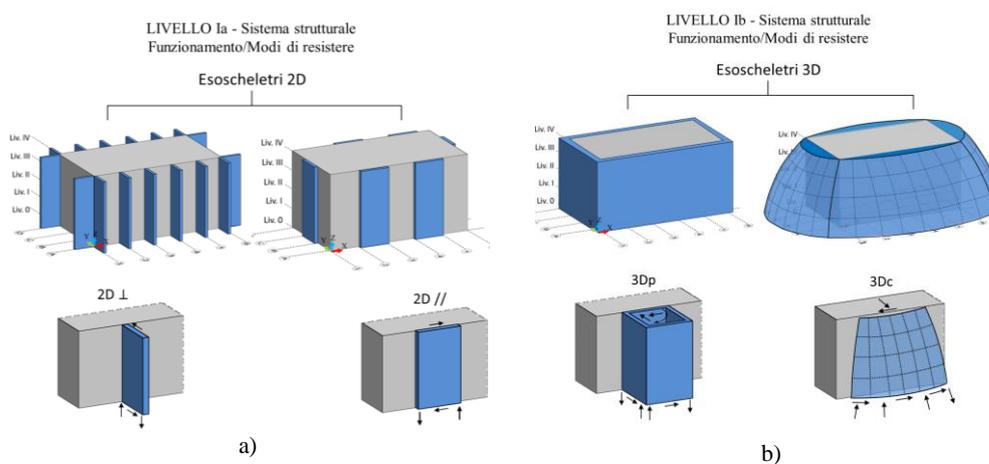


Figura 5: Scelta tipologica: Livello I - Sistemi a comportamento piano (2D) e spaziale (3D)

Altro aspetto rilevante riguarda la presenza nella costruzione esistente di piani sufficientemente rigidi o di zone in cui inserire sistemi o link per il corretto trasferimento delle azioni all'esoscheletro, che dovrà avvenire in modo diffuso lungo tutto il perimetro dell'edificio. Oltre che da questioni meramente strutturali, la scelta dello schema resistente dipende da altri fattori, ovvero dalla quantità di spazio disponibile/utilizzabile lungo il contorno della costruzione e da aspetti formali e distributivi di natura essenzialmente architettonica. Ciò premesso per descrivere compiutamente il nuovo sistema sismoresistente la scelta tipologica va analizzata a differenti livelli procedendo dal generale al particolare secondo una logica di tipo deduttiva. A livello di sistema o macroelementi (Livello I) il trasferimento delle azioni può avvenire con elementi piani 2D (e.g. pareti di taglio) o spaziali 3D (e.g. nuclei, gusci). Nel primo caso (Figura 5a) le pareti possono essere disposte ortogonalmente alla facciata ( $2D\perp$ ) o parallelamente ad essa ( $2D//$ ), così come descritto dai primi codici che si sono occupati di riabilitazione strutturale delle strutture in c.a. [JBDPA, 1977]. I sistemi  $2D\perp$ , che traggono ispirazione dalla architettura gotica ovvero dal concetto di contrafforte (buttress), hanno il vantaggio di svincolarsi dalla griglia strutturale, potendo essere distribuiti, qualora sia necessario, in modo da regolarizzare la risposta dinamica della costruzione esistente. Si prestano inoltre ad essere industrializzati, soddisfacendo la domanda

in termini di rigidità e resistenza globale, modificando esclusivamente il numero di pareti aggiunte. Per la loro morfologia i sistemi  $2D_{\perp}$  facilitano dal punto di vista strutturale l'espansione laterale favorendo l'inserimento di impalcati per le parti aggiunte e di sistemi per il trasferimento delle azioni. Il collegamento con la struttura esistente può in questo caso avvenire con semplici link rigidi o dispositivi a dissipazione aggiuntiva possibilmente incernierati all'estremità per evitare il trasferimento di momenti parassiti e limitare al contempo il numero di tasselli/barre di ancoraggio da inserire sulle piastre di estremità. Di contro questi sistemi, per ragioni essenzialmente dimensionali (massima altezza in pianta della parete), possono essere convenientemente utilizzati per il retrofit di edifici mono o multipiano di modesta altezza. La limitazione sull'altezza determina inoltre l'adozione di fondazioni profonde necessarie all'assorbimento del momento e del taglio alla base della parete. Molto più comuni sono le soluzioni con pareti  $2D_{//}$  che essendo disposte parallelamente al piano della facciata possono crescere notevolmente in larghezza. Per tale ragione questi sistemi sono particolarmente indicati per edifici multipiano con elevato numero di piani. Di contro questi sistemi sono condizionati dalla griglia strutturale e necessitano di opportuni dispositivi/sistemi per il trasferimento delle azioni orizzontali a livello di piano.

In alternativa ai sistemi piani è possibile adottare i più costosi ed efficienti sistemi a comportamento spaziale (3D) che per loro natura possono, visti come macroelemento, assorbire azioni orizzontali comunque dirette a prescindere dal loro orientamento. Questi sistemi possono essere piani o curvi (Figura 5b) a semplice o doppia curvatura. In entrambe i casi ovvero sia per i piani che per i curvi è possibile adottare sistemi continui (e.g. membrane o gusci) o grigliati a semplice o doppio strato. Nel caso dei grigliati a semplice strato particolarmente indicata è la soluzione a diagrid per i piani e a gridshell per i curvi che possono in questo caso essere conformati seguendo un processo di ottimizzazione strutturale.

Facendo un focus sui sistemi piani le pareti di taglio possono essere a sezione costante o rastremata (Figura 6), seguendo in questo caso l'andamento del taglio e del momento globale.

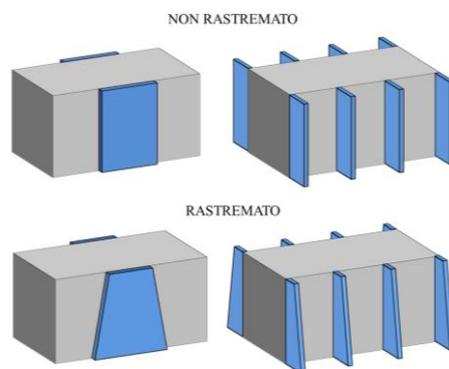


Figura 6: Configurazione dei sistemi piani 2D: Sistemi a sezione costante o rastremati disposti sui prospetti diretti

Par quanto concerne il regime di sollecitazione che si può innescare all'interno della parete (Figura 7a), soprattutto nell'ipotesi di utilizzo di materiali metallici, le tipologie correntemente utilizzate e codificate in ambito normativo sono: i controventi concentrici (CBF), i controventi eccentrici (EBF), i controventi ad instabilità impedita (BRB) e telai a nodi rigidi (MRF mettere per ultima nella figura).

Tra questi la soluzione che unisce efficienza e semplicità di progettazione/realizzazione è quella con i CBF. In base alle configurazione delle aste di parete i controventi concentrici possono essere (Figura 7a) a croce di S. Andrea (CBF\_X), a V rovescia (CBF\_Δ), a portale (CBF\_P), a K o diamante (CBF\_K) che in assenza di montanti richiama lo schema delle diagrid. La scelta dello schema più conveniente dipende dalle prestazioni strutturali ovvero dalla rigidità e resistenza locale richiesta a livello di piano dal sistema, nonché dalla necessità o meno di prevedere passaggi o aperture. Agendo comunque sulla configurazione della parete a livello globale (Figura 10) è possibile migliorare la prestazioni anche nel caso in cui la disposizione delle aste di parete non sia particolarmente efficiente, come ad esempio nel caso dei sistemi portale (Figura 11).

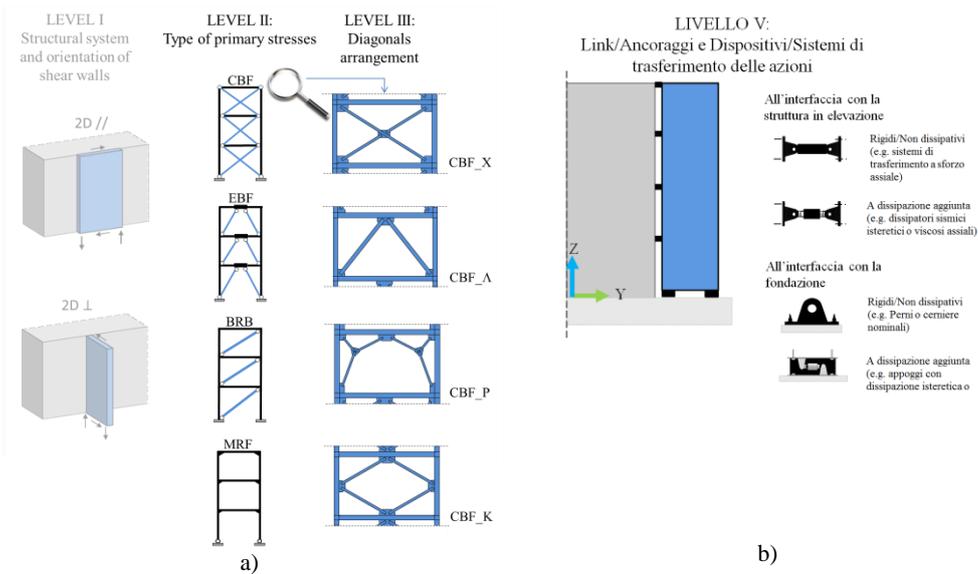


Figura 7: Scelta tipologica dal Livello II al Livello V

Passando dalla scala del sistema o del macroelemento a quella degli elementi componenti occorre procedere alla scelta dei profili (Figura 7b). Occorre osservare a tale riguardo che la scelta ottimale del tipo di sezione dipende dal regime di sollecitazione primario a cui le membrature sono sottoposte (Di Lorenzo et al, 2017). Nel caso in cui le sollecitazioni dominanti siano di tipo assiale, certamente la soluzione più efficiente è fornita dai profili cavi (HS) sia essi finiti a caldo (HF-HS) o formati a freddo (CF HS). I profili cavi circolari (CHS) alla elevata efficienza uniscono un certo pregio estetico. Inoltre, non presentando spigoli vivi, risultano più sicuri nei confronti di

possibili urti accidentali di persone, qualora le addizioni laterali vengano utilizzate come elemento di connessione orizzontale (e.g. ballatoi) e/o come vie di fuga.

La scelta tipologica si conclude con descrizione dei link/sistemi di trasferimento delle azioni tra esoscheletro e struttura esistente nonché tra esoscheletro e sottostruttura/fondazione (Figura 7b). Possono inoltre essere presenti opzionalmente dispositivi a dissipazione/smorzamento addizionale la cui funzione è quella di ridurre le azioni in fondazione. Di contro questa strategia richiede da parte della costruzione esistente una maggiore capacità di spostamento, in termini assoluti e relativi, in molti casi non compatibile con le prestazioni strutturali del manufatto da proteggere. Occorre in questi casi, sacrificando la principale prerogativa che consiglia l'uso degli esoscheletri, eseguire degli interventi locali che richiedono quindi la parziale interruzione della funzione/utilizzo della costruzione.

Conclusa la scelta tipologica, la corretta concezione strutturale del sistema sismoresistente termina con il suo pre-dimensionamento. Questo processo, a differenza del dimensionamento che è basato su calcoli semplificati in cui si eguaglia la domanda con la capacità, avviene assegnando una dimensione (forma nel caso dei 3Dc) di primissimo tentativo da dare ai macroelementi e agli elementi attraverso l'utilizzo di opportuni rapporti di forma globali (e.g. span/depth ratio) e locali (e.g. length/depth ratio). Il pre-dimensionamento può quindi essere inteso come una rivisitazione in chiave moderna della teoria delle proporzioni dove i rapporti di forma sono desunti dall'esperienza del singolo progettista o per analogia con strutture simile già realizzate. Ulteriori parametri geometrici riguardano la distribuzione delle pareti da relazionare alla griglia strutturale della costruzione esistente in pianta e in alzato. Ad esempio nel caso di macroelementi ripetitivi è possibile introdurre il concetto di frequenza ( $F_i$ ) ovvero di numero di elementi disposti rispetto alla maglia strutturale analizzata secondo una preassegnata direzione ( $i$ ) valutata rispetto ad un sistema di riferimento globale ( $X$ ,  $Y$  e  $Z$ ). Ad esempio con  $F_X$  si intende il numero di pareti presenti per unità di maglia valutata nella direzione  $X$  globale. Analogamente per  $F_Y$  e  $F_Z$ . In termini assoluti si potrebbe inoltre introdurre ulteriori parametri come ad esempio il numero di macroelementi disposti secondo una assegnata direzione ( $N_i$ ). Altri parametri, nel caso di esoscheletri parziali, potrebbero riguardare la percentuale di riempimento ( $\phi$ ) ovvero la superficie normalizzata a quella laterale della costruzione interessata esclusivamente da elementi sismoresistenti valutata sul piano di normale  $i$ .

Per sintetizzare l'intero processo di concezione strutturale e favorire la catalogazione degli esoscheletri (§2.4), utile quest'ultimo per fornire spunti progettuali e favorire l'eventuale industrializzazione di questi sistemi, nel seguito si propone la seguente nomenclatura:

$$(EX) - (S R_{eH-K_v}) - (2D \text{ o } 3D) - (// \perp) - (CBF) - (X)$$

dove

- EX indica l'esoscheletro;
- $S_{R_{eH}-K_v}$  il materiale, nel caso di acciaio per impiego strutturale con grado e subgrado
- 2D o 3D modalità di resistere del macroelemento //  $\perp$  orientamento nel caso di elementi 2D rispetto alla parete su cui sono applicati
- CBF tipo di parete di taglio, in questo caso reticolare con controventi concentrici
- (X) tipo di configurazione delle aste di parete

A questi si potrebbero aggiungere i parametri geometrici di frequenza ( $F_x$ ,  $F_y$  e  $F_z$ ) o il numero di elementi/maglie interessate ( $N_x$ ,  $N_y$  e  $N_z$ ), nonché la percentuale di riempimento ( $\varphi_x$ ,  $\varphi_y$  e  $\varphi_z$ ) valutata rispetto alle superfici di normale X, Y e Z del sistema di riferimento globale.

## 2.5 Realizzazioni emblematiche e catalogazione degli interventi

### 2.5.1 Criterio e scheda proposta per la catalogazione

Anche se non progettati secondo un approccio olistico, sin dagli anni '80 molteplici sono realizzazioni in ambito internazionale di esoscheletri utilizzati per il retrofit strutturale di costruzioni esistenti in c.a., soprattutto in zone ad elevate pericolosità sismica (Figura 8).

Nel seguito sono descritti in dettaglio alcuni esempi emblematici di esoscheletri in acciaio ritenuti rappresentativi delle differenti tipologie strutturali esposte in precedenza. La descrizione avviene attraverso schede di catalogazione appositamente concepite per seguire l'intero iter progettuale [Wenk, 2008]. In particolare le schede sono suddivise in due sezioni o parti, che riguardano rispettivamente la costruzione esistente e l'intervento di retrofit strutturale. La prima parte (Parte I), relativa alla costruzione esistente, è a sua volta suddivisa in quattro sezioni che riguardano informazioni generali sulla costruzione (anno di costruzione, destinazione d'uso, localizzazione, progettisti, costo di costruzione), la descrizione del sistema strutturale (scelta tecnologica/materiale, scelta tipologica/schema resistente e scelta dimensionale), la valutazione della sicurezza (livello di conoscenza, indice di sicurezza alla salvaguardia della vita IS-V o  $\xi_{E\_SLV}$  e classificazione sismica della costruzione ante-operam) e le carenze.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

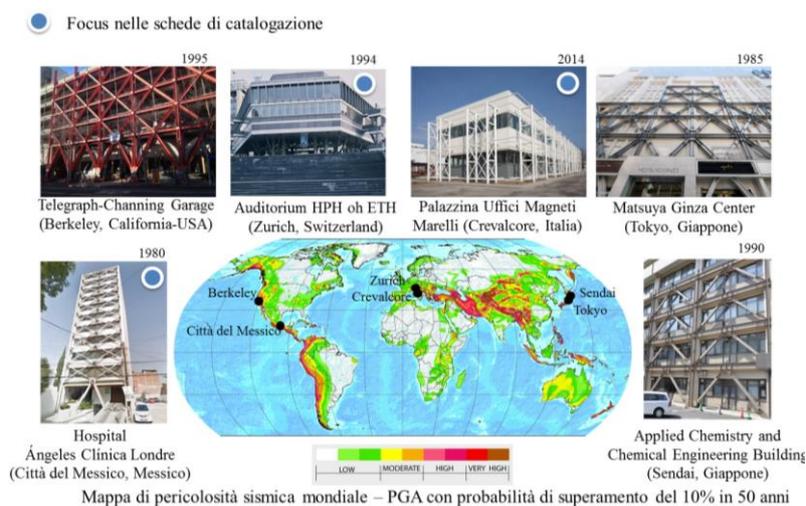


Figura 8: Esempi di esoscheletri e mappa di pericolosità sismica

Le carenze tipiche riscontrabili negli edifici esistenti in c.a. progettati e/o costruiti in assenza di specifiche sismiche riguardano la ridotta portanza in termini di rigidezza e resistenza globale alle azioni laterali (global strength and stiffness), l'irregolarità nella configurazione planimetrica e/o altimetrica (configuration), i problemi di trasferimento delle azioni (load path) tra gli elementi (ad es. nodi e diaframmi), le carenze nei dettagli costruttivi delle membrature (component detailing), le carenze del complesso terreno fondazione (foundations). A queste si aggiungono le carenze che riguardano le parti non strutturali che possono attivare meccanismi locali e quelle ascrivibili ad errori di progettazione/realizzazione.

Descritte le carenze ed i livelli prestazionali attesi si procede alla scelta dell'intervento di retrofit sismico. La seconda parte (Parte II) della scheda è infatti rivolta alla l'intervento ed è suddivisa a sua volta in tre sezioni che riguardano rispettivamente delle info generali (anno di realizzazione, progettista strutturale, costo dell'intervento), concept intervento (scelta tecnologica/materiale, tipologica/scheda resistente, dimensionale/caratteristiche geometriche). Il concept dell'intervento è inoltre sintetizzato dalla nomenclatura proposta. Poiché molti edifici a valle degli interventi di retrofit sono stati sottoposti ad eventi sismici è stata inserita nella scheda una apposita casella in cui descrivere eventuali danni ed avere quindi un feedback sul comportamento al vero dell'intervento.

La scheda di catalogazione così concepita può essere implementate in apposito un database, implementabile ad esempio in ambiente Access, utile per fornire spunti progettuali a chi si appresta ad utilizzare gli esoscheletri come strategia di intervento e/o come dati di input per studi di vulnerabilità di I o II livello e la costruzione di eventuali curve di fragilità.

Nel seguito sono riportate le schede di catalogazione alcuni di alcune realizzazioni che prevedono l'utilizzo delle diverse soluzioni tipologiche descritte in precedenza (vedi §2.4).

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

### 2.5.2 Catalogo (database) per edifici multipiano

Con riferimento agli edifici multipiano sono analizzati tre casi studio. Il primo esempio (vedi Tabella 1) tratta l'utilizzo di esoscheletri 2D $\perp$  per l'adeguamento sismico la palazzina per uffici dello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore (BO) danneggiato a seguito degli eventi sismici che hanno interessato l'Italia nord-orientale nel 2012.

Tabella 1: Scheda di catalogazione dell'edificio per uffici dello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore (BO), [Franceschini et al, 2014]

Parte I Costruzione esistente

Parte II Intervento di retrofit

Info generali	Anno di costruzione	1973 - 1974	Info generali	Anno di intervento	Redazione progetto 2012 Realizzazione 2013-2014	
	Destinazione e classe d'uso	Uffici, Classe d'uso II		Descrizione intervento	Progettisti	Prog strutturale e geotecnica Teleios s.r.l.-Officine di Ingegneria ing. Franceschini M. et al
	Localizzazione	Crevalcore (BO), Italia			Costo di intervento	€2.400.000 di cui €700.000 per le strutture
	Progettisti	-			Strategia	Incremento di rigidità e resistenza
	Costo di costruzione	-		Tecnologia costruttiva	S275-35	
Sistema strutturale	Tecnologia costruttiva	C.A. gettato in opera	Tipologia strutturale	2D $\perp$ - CBF_X		
	Tipologia strutturale	Telai bidimensionali a nodi rigidi (MRF-2D) disposti in direzione trasversale al corpo di fabbrica ad interasse di 5m	Caratteristiche dimensionali	F <sub>z2</sub> _ F <sub>x1</sub> _ F <sub>y2</sub> _N2		
	Caratteristiche dimensionali	Altezza edificio dal piano stradale: 9,3m. Numero di livelli 3 (di cui uno seminterrato) Forma planimetrica rettangolare allungata: 56m x 12,5m (parte interrata) - Piano primo: 57,55m x 13,75m (parte fuori terra)	Prestazioni	Indice di sicurezza P.O.	> 1	
Valutazione della sicurezza	Livello di conoscenza	LC2		Classificazione sismica P.O.	A <sup>+</sup> <sub>IS-v</sub>	
	Indice di sicurezza SLV A.O.	0.2		Danni subiti	(nessun evento significativo registrato)	
	Classificazione sismica A.O.	E <sub>IS-v</sub>	<p>Rilievo fotografico</p> <p>Vista d'insieme</p> 			
	Danni pregressi	Evento terremoto dell'Emilia del 2012 $M_{w,max}=6.1$ Danni estesi sulle parti non strutturali (70% dei divisori) Danni severi su alcuni pilastri e nel corpo scala				
	Diagnosi	Carenze	Pilastro in falso e problemi di trasferimento delle azioni (load path) e irregolarità in alzata (configuration). Carenze in termini di rigidità e resistenza globale in direzione longitudinale e trasversale (global strength and stiffness)	<p>Vista di dettaglio</p> 		

Il secondo esempio emblematico è rappresentato dalla palazzina di 12 piani della Clínica Londre dell' Hospital Ángeles di Città del Messico che è stata adeguata sismicamente a seguito dei danni subiti dal terremoto del 1979. E' stato utilizzato un esoscheletro 2D// costituito da due macropareti reticolari in acciaio disposte secondo la direzione di maggiore vulnerabilità dell'edificio.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

Tabella 2: Scheda di catalogazione dell'edificio della Clínica Londre dell' Hospital Ángeles di Città del Messico [Badoux e Jirsa, 1990]

Parte I Costruzione esistente			Parte II Intervento di retrofit				
Info generali	Anno di costruzione	1970	Info generali	Anno di intervento	1980 (la durata dell'intervento è stata di appena 10 mesi)		
	Destinazione e classe d'uso	Ospedale, Classe d'uso IV		Descrizione intervento	Progettisti	-	
	Localizzazione	Città del Messico			Prestazione	Costo di intervento	20% del costo di costruzione
	Progettisti	-				Strategia	Incremento di resistenza e rigidità globale.
	Costo di costruzione	-				Tecnologia costruttiva	Acciaio per impiego strutturale comparabile al grado S275
Sistema strutturale	Tecnologia costruttiva	C.A. gettato in opera	Tipologia strutturale			2D//DIAGRID ad eccezione del primo livello 2D//CBF_A	
	Tipologia strutturale	Telai bidimensionali a nodi rigidi (MRF-2D) disposti in direzione longitudinale al corpo di fabbrica	Caratteristiche dimensionali	$F_z 1_-, F_x 1_N 12$			
	Caratteristiche dimensionali	Numero di piani/livelli 12. Forma planimetrica rettangolare	Indice di sicurezza P.O.	> 1			
Valutazione della sicurezza	Livello di conoscenza	-	Classificazione sismica P.O.	-			
	Indice di sicurezza SLV A.O.	< 1	Danni subiti	Nessun danno riscontrato a seguito del devastante terremoto 1985 di Città del Messico $M_w \max = 8.0$			
	Classificazione sismica A.O.	-					
Diagnosi	Danni pregressi	Danni diffuse su travi e pilastri dei primi tre livelli del corpo di fabbrica causati dal terremoto che ha colpito Città del Messico nel 1979 Mexico City Earthquake	Rilievo fotografico				
	Carenze	Carenze in termini di rigidità e resistenza in direzione trasversale	Vista d'insieme				



Note  
Per consentire il passaggio delle persone le aste di parete sono disposte secondo lo schema a V rovescio. Per i livelli successivi si è preferita una configurazione che oggi definiremo a diagrid, che crea con le colonne (correnti) una sorta di parete reticolare a traliccio (lattice truss wall). I solai sono stati rinforzati per il trasferimento delle azioni orizzontali. Le fondazioni sono state realizzate con pali

A completamento delle tipologie utilizzabili per gli esoscheletri e come mostrato in caso di un sistema spaziale 3D realizzato con un grigliato a semplice strato con configurazione delle aste a diagrid (senza montanti). Tale intervento ha interessato il I livello dell'auditorium HPH dell'ETH di Zurigo e si configura come esoscheletro perché l'edificio al piano terra presenta un rastremazione realizzata con piloti, in parte colmata dalla nuova addizione.

Tabella 3: Scheda di catalogazione dell'Auditorium HPH dell'ETH di Zurigo [Zwicky e Bachmann, 1995]

Parte I Costruzione esistente			Parte II Intervento di retrofit		
Info generali	Anno di costruzione	1970 - 1971			
	Destinazione e classe d'uso	Auditorium			

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

	Localizzazioni	Zurigo Svizzera	Info generali	Anno di intervento	1994
	Progettisti	Structure: Basler & Hofmann Architecture: Broggi & Santschi		Progettisti	Basler & Hofmann Zwicky P. e Bachmann H.
	Costo di costruzione	70 milioni di franchi svizzeri CHF		Costo di intervento	0.7% del costo di costruzione
Sistema strutturale	Tecnologia costruttiva	Sistema misto con impalcati in acciaio e sottosistema portante verticale in c.a.	Descrizione intervento	Strategia	Regolarizzare il comportamento dinamico Incremento di portanza in termini di resistenza e rigidità globale
	Tipologia strutturale	Telai tridimensionali perimetrali MR3D e nuclei/pareti in c.a.		Tecnologia costruttiva	S355
	Caratteristiche dimensionali	Numero di livelli 2, Altezza 23m (rispetto al piano terra) Edificio a pianta esagonale con dimensione nelle due direzioni principali di 74m e 69m		Tipologia strutturale	3D_DIAGRID
Valutazione della sicurezza	Livello di conoscenza	LC2	Prestazione	Caratteristiche dimensionali	Fz1_ F <sub>H</sub> 1_N1
	Indice di sicurezza SLV A.O. $\xi_{E, AO}$	0.25		Indice di sicurezza P.O.	1 (SIA 160)
	Classificazione sismica A.O.	-		Classificazione sismica P.O.	-
Diagnosi	Danni pregressi	-	Danni subiti	-	
	Carenze	Problemi di configurazione legati ad irregolarità in alzato ed in pianta. Irregolarità in alzato con piano soffice in corrispondenza dell'atrio aperto sotto il piano di supporto degli auditorium. Irregolarità in pianta per la presenza di nuclei posti eccentricamente rispetto al baricentro delle masse conseguente torsione sotto l'azione sismica (comportamento latero-torsionale)	Rilievo fotografico		

Vista d'insieme



Vista di dettaglio



## 2.6 Osservazioni

L'utilizzo di strutture additive esterne, denominate esoscheletri, è oggi ritornata di grande attualità, non solo perché è l'unica implementabile in maniera "sicura" senza interrompere il funzionamento/utilizzo della costruzione, ma anche perché può essere efficacemente adottata, nei casi in cui si possa effettuare un ampliamento strutturale con addizione laterale di volumi, per il retrofit integrato, formale, energetico e funzionale dell'intera costruzione.

Nel presente lavoro, dopo un approfondito stato dell'arte sulle principali ricerche ed applicazioni degli esoscheletri in acciaio, si è proceduto alla loro classificazione tipologica (famiglie) e alla definizione dei parametri chiave di progetto, indispensabili per concepire e dimensionare correttamente tali sistemi. E' stata infine proposta una scheda di catalogazione degli interventi concepita in modo da essere implementabile in un apposito database utile per fornire spunti progettuali a chi si appresta ad utilizzare gli esoscheletri come strategia di intervento e/o come dati di input per studi di vulnerabilità di I o II livello finalizzati alla costruzione di curve di fragilità. Lo

studio condotto sullo stato dell'arte ha evidenziato come l'utilizzo degli esoscheletri per il retrofit sismico non sia affatto una novità. Le gran parte delle realizzazioni è stata però progettata considerando come funzione obiettivo unicamente la sicurezza strutturale.

Nonostante i recenti numerosi studi, la progettazione di questi sistemi non è ancora avvenuta secondo una visione olistica che tenda a sfruttare in maniera ottimale la naturale inclinazione di questi sistemi ad integrarsi con l' involucro esterno per un retrofit di tipo globale, ovvero strutturale, energetico e formale/funzionale. Affinché ciò avvenga occorrono ulteriori sforzi da parte di tutti i portatori di interesse, ovvero dal mondo della ricerca per lo sviluppo di metodologie di progettazione integrata, dal settore delle costruzioni, che metta a sistema aziende che si occupano di parti strutturali con quelle che trattano le parti non strutturali e di completamento, e dai progettisti che, avvalendosi del BIM, per progettare al meglio gli interventi dovranno operare secondo un approccio integrato che consideri l'intero ciclo di vita della costruzione.

### 3 ESOSCHELETRI ORTOGONALI E SISTEMA COSTRUTTIVO PROPOSTO

#### 3.1 Prerogative degli esoscheletri ortogonali e limiti di applicazione

Gli esoscheletri  $2D \perp$  sono sostanzialmente delle pareti di taglio disposte ortogonalmente alla facciata del manufatto da proteggere. Essi traggono ispirazione dalla architettura gotica costituendo una rivisitazione in chiave contemporanea del concetto di contrafforte (buttress) realizzato a parete piena (Figura 9a) o alleggerito (Figura 9b) con archi rampanti (flying buttress).



Figura 9: Esempi emblematici di contrafforti nell'architettura gotica: a) Duomo di Graz (Austria) b) Chiesa di Saint-Pierre a Chartres (Francia)

Il principale vantaggio offerto da tali sistemi è quello svincolarsi dalla griglia strutturale, potendo così essere distribuiti lungo tutto il perimetro in modo da assorbire efficacemente le spinte e regolarizzare la risposta dinamica della costruzione esistente, anche in assenza di un impalcato infinitamente rigido. Disposti ortogonalmente alla facciata non ostacolano la movimentazione delle vetrate e dei serramenti preesistenti (involucro trasparente). In assenza di un involucro completamente opaco non limitano il passaggio della luce (analogia con le cattedrali Gotiche) e la fruizione degli spazi e delle vedute dall'interno della costruzione, prerogativa importante qualora l'edificio sorga in zone climatiche rigide e/o in località panoramiche. Realizzati a parete piena o reticolare si prestano inoltre ad essere industrializzati ovvero ad essere prodotti in modo seriale, soddisfacendo la domanda in termini di rigidità e resistenza globale, modificando esclusivamente il numero di pareti aggiunte. Per la loro morfologia i sistemi  $2D \perp$  facilitano dal punto di vista strutturale l'espansione laterale della costruzione favorendo l'inserimento di impalcati per le parti aggiunte e di sistemi per il trasferimento delle azioni. Il collegamento con la struttura esistente può in questi casi avvenire con semplici sistemi di trasferimento assiali

(pendoli), rigidi o dispositivi a dissipazione aggiuntiva, possibilmente incernierati all'estremità per evitare il trasferimento di momenti parassiti e limitare al contempo il numero di tasselli/barre di ancoraggio da inserire sulle piastre di estremità. Di contro questi sistemi, per ragioni essenzialmente dimensionali (massima altezza in pianta della parete), possono essere convenientemente utilizzati per il retrofit di edifici mono o multipiano di modesta altezza (low-mid-rise buildings). La limitazione sull'altezza determina inoltre l'adozione di fondazioni profonde necessarie all'assorbimento del momento e del taglio alla base della parete prodotto dalle azioni sismiche. Qualora non sia possibile disporre le pareti lungo le due direzioni principali della costruzione è possibile combinare gli esoscheletri  $2D \perp$  con quelli // prevedendo dei sistemi di trasferimento delle azioni capaci di trasmettere azioni assiali e taglianti allo stesso tempo. E' questo ad esempio il caso di edifici mono-piano ad uso industriale dove per ragioni logistiche e di movimentazione delle merci si evita l'introduzione di sistemi sismoresistenti sulle facciate di testata (gable frame). Tale soluzione è anche praticata nel caso in cui due delle facciate contrapposte dell'edificio interessato dall'intervento di retrofit non siano accessibili per la presenza di corpi di fabbrica contigui, realizzati in aggregato o giuntati per ragioni strutturali (giunti di dilatazione e/o sismici).

Nel seguito si sintetizzano le principali prerogative strutturali, tecnologiche ed architettoniche degli esoscheletri ortogonali ( $EX\ 2D \perp$ ) in carpenteria metallica, elencate per parole chiave seguendo il naturale ciclo di vita. In **grassetto** sono inoltre evidenziate le prerogative specifiche degli  $EX\ 2D \perp$  rispetto alle altre famiglie di esoscheletri tipicamente utilizzate per l'adeguamento o il miglioramento sismico delle costruzioni esistenti in c.a. (vedi §2.5).

*Prerogative connesse alla Fase di progettazione*

- Leggerezza (sistemi in acciaio)
- Portanza (buona resistenza e rigidezza offerta da sistemi reticolari)
- Durabilità (sistemi di protezione progettati per qualsiasi categoria di corrosione)
- Gradevolezza estetica e formale (profili tubolari e nodi progettati ad hoc)
- **Integrabilità** (con un nuovo involucro creando una doppia pelle)
- **Accessibilità** (favorire il passaggio di persone e cose)
- **Fruibilità** (visiva degli ambienti esterni)

*Prerogative connesse alla Fase di realizzazione*

- **Serialità e modularità** (industrializzazione per classi prestazionali)
- **Semplicità di realizzazione** (pareti prefabbricate saldate e giuntate con collegamenti bullonati, semplicità dei sistemi di trasferimento)
- Facilità di movimentazione e posa in opera (centri abitati)

*Prerogative connesse alla Fase di esercizio*

- Ispezionabilità (strutture a faccia vista o caratterizzate con sistemi removibili)

- Riparabilità (riparazione e sostituzione di componenti anche in presenza di danno)

*Prerogative connesse alla Fase di fine vita*

- **Adattività** (capacità di adattarsi a cambiamenti futuri)
- Reversibilità (sistemi ancorati mediante organi meccanici removibili)
- Riciclabilità e basso impatto sull'ambiente (materiali e profili riciclabili)

A tali prerogative si aggiungono quella di “sostenibilità economica”, la cui valutazione deve essere fatta sempre analizzando l'intero ciclo di vita dell'intervento e del manufatto da proteggere.

Le potenzialità di questi sistemi sono testimoniate da recenti realizzazioni eseguite in ambito nazionale sui cosiddetti low-rise building in parte già descritte nel §2.5. Individuati i punti di forza e debolezza di questi sistemi, si propone nel seguito un “nuovo sistema costruttivo” concepito dal punto di vista tecnologico, tipologico e dimensionale. L'esoscheletro ortogonale EX 2D  $\perp$ , limitatamente alle prerogative strutturali, sarà successivamente soggetto ad un processo di ottimizzazione topologica e parametrica finalizzato alla ricerca di una soluzione che sia semplice, efficiente e generale. L'ottimizzazione sarà inoltre perseguita agendo sulla scelta dei collegamenti e dei dispositivi di trasferimento delle azioni concepiti in modo da generalizzare l'utilizzo del sistema costruttivo proposto anche per il retrofit di edifici in muratura esistenti ordinari e con valenza monumentale. In questo caso infatti le pareti in progetto potrebbero essere applicate internamente al manufatto e disposte parallelamente ai maschi murari trasformando l'esoscheletro in un endoscheletro ovvero il sistema costruttivo proposto in un “Metasistema”.

### **3.2 Esempi/realizzazioni di esoscheletri ortogonali : concept e dettagli costruttivi**

#### *3.2.1 Generalità*

La concezione di un nuovo sistema costruttivo non può prescindere dall'analisi “critica” di precedenti realizzazioni che adottano soluzioni progettuali. Nel seguito sono analizzati, sulla base delle informazioni disponibili, e quindi con differente grado di dettaglio, interventi “globali” di retrofit sismico e/o energetico con esoscheletri piani ortogonali in carpenteria metallica (EX 2D $\perp$ ) di edifici in calcestruzzo armato e in muratura.

Per ciascun sistema definite le carenze della costruzioni ante-operam, riscontrate a valle della fase conoscitiva (identificazione) e valutativa (valutazione della sicurezza), è successivamente descritto il concept strutturale degli esoscheletri (scelta tecnologica, tipologica e dimensionale) nonché i dettagli costruttivi dei sistemi di trasferimento delle azioni con la costruzione esistente.

#### *3.2.2 Palazzina per uffici dello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore (BO)*

Il primo intervento, sinteticamente già descritto nella esemplificazione delle schede di catalogazione proposte nel Capitolo 2, riguarda l'adeguamento sismico della palazzina per uffici

dello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore (BO) danneggiato a seguito degli eventi sismici che hanno l'Italia nord-orientale nel 2012 [Franceschini et al, 2014].

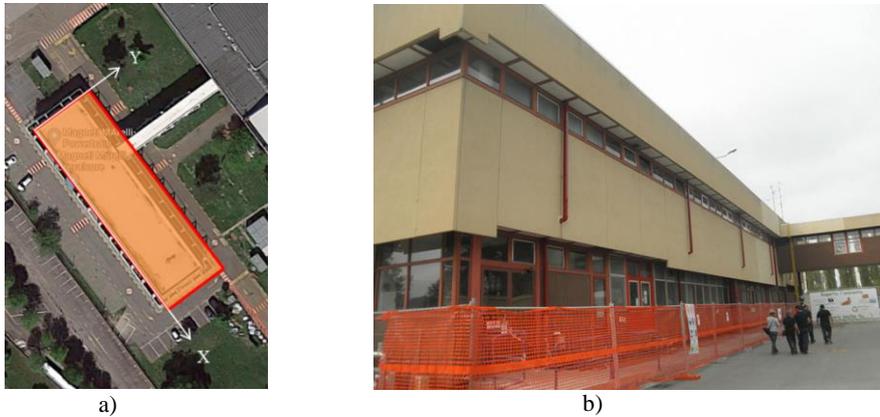
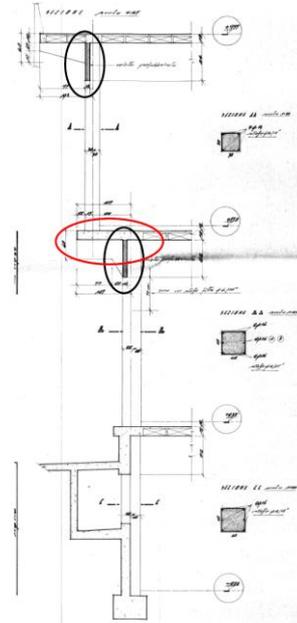


Figura 10: Sistema ante-operam [Franceschini et al, 2014]

L'edificio esistente, edificato tra il 1973 ed 1974, è composto da n.2 due piani fuori terra e da un piano seminterrato. La conformazione planimetrica è rettangolare allungata di dimensioni pari a 56.0 x 12.25m per il piano rialzato e seminterrato (Figura 10a). In alzato l'edificio presenta un allargamento al la primo piano (Figura 10b) che come vedremo condiziona la regolarità strutturale in altezza ed il sistema di trasferimento delle azioni gravitazionali e sismiche. L'organismo strutturale (sotto e sovrastruttura) è realizzato in calcestruzzo armato. La sottostruttura è costituita da fondazioni profonde realizzate mediante pali prefabbricati di medio diametro ( $D=400\text{mm}$ ) di lunghezza pari a 14m. La sovrastruttura, in parte interrata, è costituita da un sistema di telai piani a nodi rigidi (n.12 MRF 2D) disposti in direzione trasversale (lato corto) ad un interasse di 5m (Figura 11a). Le travi principali hanno una luce di 11.25m per i due impalcati e di 18.25m in copertura. Il sottosistema portante orizzontale è completato da un solaio latero-cementizio con altezza strutturale di 16+2cm, non dotato di soletta collaborante e quindi incapace di creare un piano infinitamente rigido.



a)



b)

Figura 11: Organismo strutturale del sistema ante-operam [Franceschini et al, 2014]

La particolarità di questa struttura, che ne condiziona la regolarità in alzata nella trasmissione delle azioni sismiche e dei carichi gravitazionali, è il disassamento dei pilastri 40x40m che all'ultimo livello, di dimensione 30x30, deviano la loro posizione modificando la luce delle travi principali (Figura 11a e b). In direzione longitudinale i telai sono collegati da velette prefabbricate che, per la loro conformazione (geometria e dettagli costruttivi delle connessioni), non garantiscono una adeguata funzione di collegamento lungo tale direzione, in aggiunta pregiudicata dal disassamento dei pilastri all'ultimo livello che, per effetto delle azioni orizzontali (longitudinali), sollecitano torsionalmente le travi principali del secondo impalcato nella zona a sbalzo, innescando, unitamente alle azioni taglianti dovute ai carichi verticali, dei meccanismi di rottura fragili. La valutazione della sicurezza ha evidenziato infatti come la struttura, concepita esclusivamente per carichi verticali, abbia, allo stato limite di salvaguardia della vita, un indice di sicurezza per ( $\zeta E$ ) di appena il 20% che corrisponde, in accordo alle recenti linee guida sulla classificazione del rischio sismico, ad un edificio di classe EIS-V. La fase conoscitiva e valutativa hanno quindi evidenziato diffuse carenze strutturali che hanno riguardano la ridotta rigidezza e resistenza globale (global strength and stiffness) alle azioni laterali in direzione longitudinale (direzione di massima vulnerabilità), l'irregolarità in alzata (configuration) ed i problemi di trasferimento delle azioni (load path) tra gli elementi trave colonna nonché carenze nei dettagli costruttivi delle membrature (component detailing) progettate in assenza di dettami sismici, non presenti all'epoca della costruzione. Per far fronte a queste carenze e raggiungere, su specifica richiesta della committenza, un livello di sicurezza pari al 100% dell'azione sismica di progetto dalle vigenti (all'epoca) NTC 2008, i progettisti hanno concepito un intervento globale costituito da un esoscheletro in acciaio a

cui affidare integralmente (sistema primario) il compito di assorbire le azioni orizzontali ( $F_h$ ). Il nuovo organismo sismo resistente è stato progettato come dissipativo secondo un approccio alle forze, assumendo un fattore di comportamento  $q$  pari a 4, analogo a quello utilizzato dalle NTC08 per le nuove costruzioni con controventi concentrici in classe di duttilità bassa (CDB). Allo scopo di disaccoppiare l'assorbimento delle azioni verticali assorbite dalla costruzione esistente ( $F_v$ ) da quelle orizzontali ( $F_h$ ) assorbite dall'esoscheletro, sono state realizzate alla base dei pilastri del tagli volti a riprodurre delle cerniere di tipo Mesnager la cui finalità è la riduzione della rigidità laterale della struttura in c.a..

Per quanto concerne la descrizione dell'intervento occorre osservare che l'esoscheletro è stato realizzato in acciaio per impiego strutturale S355J2, protetto nei riguardi dalla corrosione con un sistema duplex (zincatura a caldo con verniciatura), necessario a garantire una adeguata durabilità all'organismo strutturale direttamente esposto agli agenti atmosferici durante la sua vita nominale di progetto. Dal punto di vista tipologico l'organismo sismo resistente (Figura 12) è stato realizzato con un sistema pareti di taglio reticolari a croce di S. Andrea disposte ortogonalmente alla facciata (EX\_2D $\perp$ \_CBF\_X) nelle due direzioni principali della costruzione. In particolare in direzione trasversale (prospetto di normale Y) sono state disposte pareti n.12+12 pareti con frequenza singola (FY=1) poste ad un interasse di 5m. In direzione longitudinale (prospetto di normale X) le pareti di taglio sono in n.4+4 disposte con frequenza doppia (FX=2), utilizzata anche in verticale (FZ=2) per incrementare la rigidità laterale tagliente e ridurre la lunghezza libera d'inflessione nel piano della parete del correnti. Le pareti sono state stabilizzate fuori piano da sistemi di controventamento posti parallelamente alla facciata di ciascuna parete realizzando nel complesso secondo uno schema pendolare con controventi croce di S. Andrea a frequenza verticale (FZ) singola. Il trasferimento delle azioni tra esoscheletro e gli impalcati avviene attraverso link rigidi assiali in grado di trasferire principalmente sforzo normale. Gli impalcati in ca sono stati irrigiditi attraverso l'inserimento di travi reticolari orizzontali in acciaio che ne incrementano la rigidità nel piano.



Figura 12: Organismo strutturale del sistema post-operam: vista d'insieme dell'intervento [Franceschini et al, 2014]

Per quanto concerne le caratteristiche dimensionali, la generica parete di taglio reticolare ha una larghezza di 1500mm (distanza unifilare tra i correnti  $b_c$ ) ed una altezza totale ( $H$ ) di 9150 mm ovvero un rapporto di forma globale ( $r_{bcH}$ ) di 1/6 ottenuto rapportandola larghezza della parete con la sua altezza (Figura 13). Le sezioni utilizzate per i correnti sono profili CHS 273x8 e CHS 273x10 rispettivamente per le pareti trasversali e longitudinali, con rapporti di forma locale ( $r_{dh}$ ) di circa 1/15, ottenuti normalizzando il diametro del profilo cavo ( $d_0=273\text{mm}$ ) all'altezza di interpiano ( $h=4100\text{mm}$ ). I montanti/traversi, posti ad un interasse pari alla metà dell'altezza di interpiano ( $h/2=2050\text{mm}$ ), sono realizzati con profili CHS193.5x5 ed hanno un rapporto di forma locale ( $r_{dbc}$ ) valutato rispetto alla larghezza della parete di 1/8. Le aste diagonali, concepite come tese attive, sono state realizzate con profili dello stesso diametro CHS 60.3, differenziando le prestazioni modificando lo spessore, variabile da 3.2 a 7.1mm. Il rapporto di forma locale ( $r_{did}$ ), ottenuto dividendo il diametro del profilo per la sua lunghezza ( $l_d=2540\text{mm}$ ), è di circa 1/40.

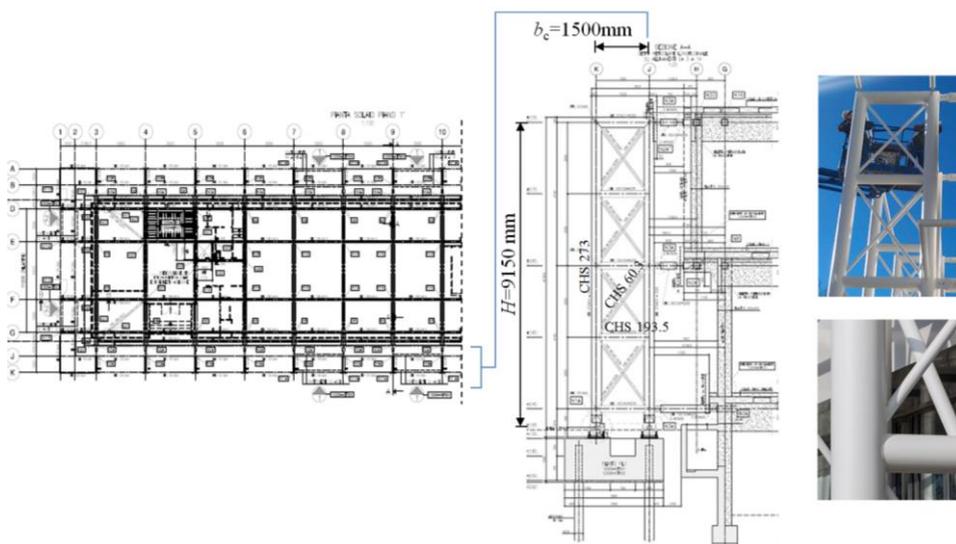


Figura 13: Le pareti di taglio ortogonali: disegni esecutivi e rilievo fotografico [Franceschini et al, 2014]

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

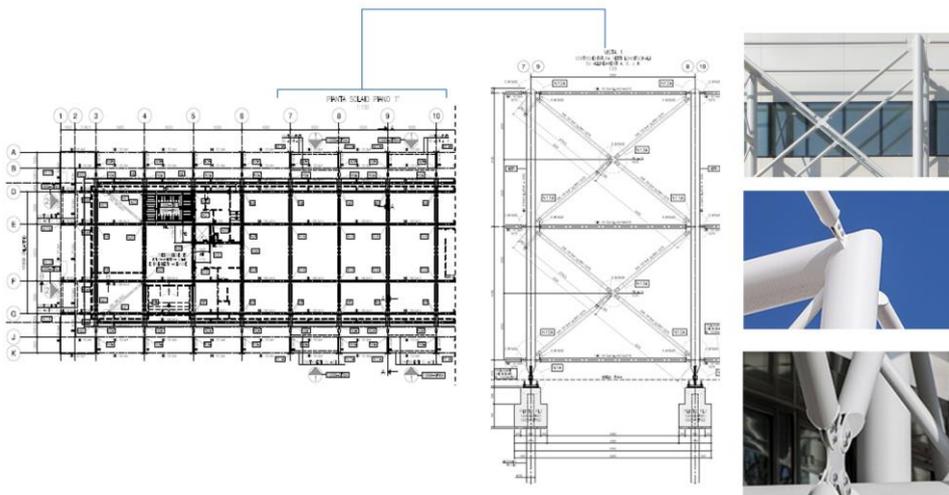


Figura 14: Il sistema di stabilizzazione: disegni esecutivi e rilievo fotografico [Franceschini et al, 2014]

La stabilizzazione delle pareti è garantita da controventi a croce di S. Andrea disposti ortogonalmente alle pareti di taglio ovvero parallelamente alla facciata. La descrizione del sistema è riportata in Figura 14.

Il sottosistema portante di fondazione (Figura 15) è costituito da un sistema di plinti su micropali trivellati in acciaio, del tipo Tubfix, del diametro di 250mm dotati di valvole nel tratto terminale per incrementarne la portanza. L'utilizzo di fondazioni profonde è giustificato dalle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione e dall'entità delle sollecitazioni prodotte dalle azioni orizzontali da trasmettere al complesso terreno-fondazione. Per evitare di trasmettere momenti parassiti alla piastra di base e ai tirafondi M30 in acciaio B450C, il collegamento colonna fondazione è stato realizzato con perni che conferiscono alla struttura in vista anche un particolare pregio estetico (Figura 16).

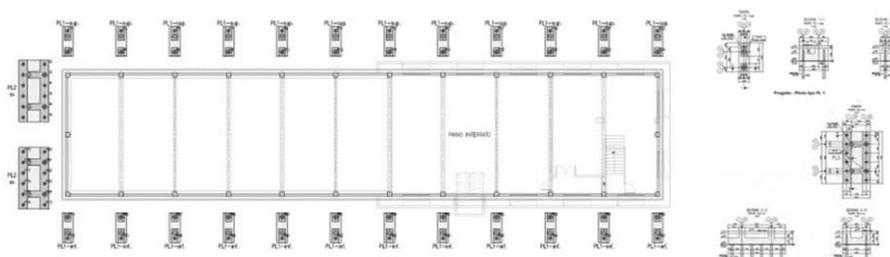


Figura 15: Il sottosistema portante di fondazione: disegni esecutivi [Franceschini et al, 2014]

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

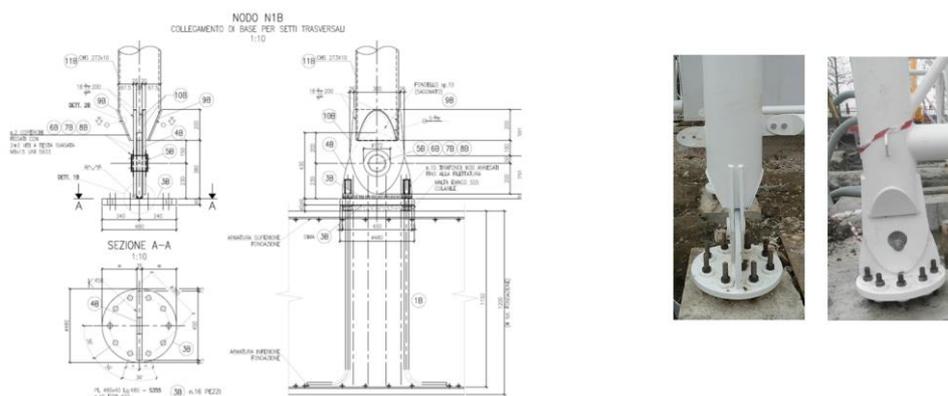


Figura 16: Il collegamento colonna-fondazione: disegni esecutivi e rilievo fotografico [Franceschini et al, 2014]

Per quanto concerne gli aspetti formali e funzionali, l'intervento di ripristino architettonico della palazzina ha previsto una riconfigurazione ed ottimizzazione degli uffici, spogliatoi e servizi esistenti, oltre che interventi generali quali ricostruzione dei tamponamenti esterni, delle partizioni interne, delle scale interne, sistemazione dell'area esterna, rifacimento dei rivestimenti e delle finiture. In particolare gli interventi sull'involucro hanno previsto l'utilizzo di rivestimenti in Alucobond e infissi a nastro continui comportando un miglioramento delle prestazioni in termini di sicurezza, isolamento termo-acustico, resistenza al fuoco, igiene e fruibilità (Figura 17).



Figura 17: L'involucro e fruibilità degli ambienti esterni [<http://www.enarco.it/progetti/palazzina-servizi-magneti-marelli.html>]

Il miglioramento energetico ambientale è stato perseguito mediante il progetto del verde e la piantumazione di nuovi alberi, la realizzazione di serbatoi per la raccolta e il trattamento di acque piovane, impianto di compostaggio, l'isolamento termico con cappotto, impianto solare termico, impianto fotovoltaico, schermatura di facciata con sistema attivo "solar ivy" (Figura 18).

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte I: Stato dell'arte e concept

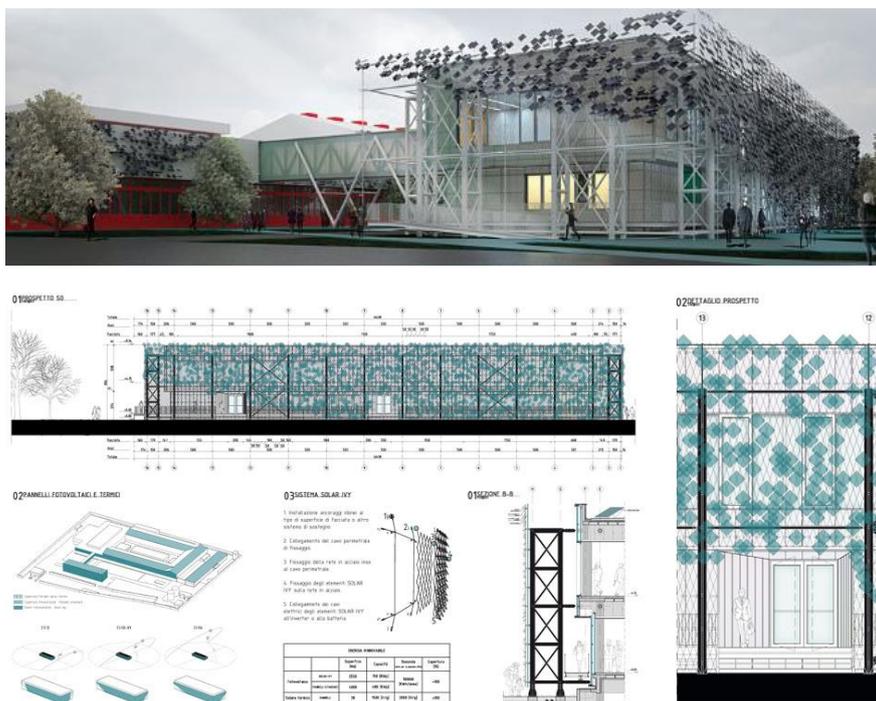


Figura 18: Retrofit formale ed energetico [\[https://petricorstudio.it/progetti/mmcr/\]](https://petricorstudio.it/progetti/mmcr/)

Il costo complessivo dell'intervento è stato di 2.400.000€, di cui 700.00 ca destinati agli interventi strutturali. L'opera, iniziata nel 2013, è stata completata nel 2014.

### 3.2.3 Scuola Primaria "La Tina" di Città di Castello (PG)

Un altro esempio emblematico di applicazione degli esoscheletri 2D è costituito dal retrofit integrato della Scuola Primaria "La Tina" a Città di Castello (PG).

L'edificio esistente ad uso scolastico è costituito da più corpi di fabbrica, che si differenziano per epoca di costruzione, conformazione planimetrica e tecnica costruttiva adottata. Il corpi A-B e C assolvono alla funzione di aule per lezione, uffici, refettorio e servizi, mentre il corpo D contiene la palestra. L'intervento ha interessato i corpi di fabbrica A e B, realizzati alla fine degli anni '70 dalla Vibrocemento Spa di Perugia con la tecnica della prefabbricazione in stabilimento basata sul sistema "STAGER". L'edificio, ad un solo piano (h=3.60m ca), presenta una conformazione planimetrica a C con dimensioni complessive di 35x75m e una larghezza media (spessore della C) di circa 15m (Figura 19).



Figura 19: Sistema ante-operam [Google Maps]

La fase conoscitiva e valutativa del sistema ante-operam hanno evidenziato molteplici carenze riguardanti l'irregolarità planimetrica (configuration) nonché bassa portanza alle azioni laterali in termini di resistenza e rigidezza laterale (global strength and stiffness). Sono state inoltre riscontrate problematiche connesse al corretto trasferimento delle azioni orizzontali (load path) dovute all'assenza di un impalcato sufficientemente rigido nel piano. Le carenze riscontrate ed i livelli prestazionali richiesti (adeguamento sismico), unitamente alla necessità di realizzare un intervento che non interrompesse l'utilizzo della costruzione, hanno orientato i progettisti verso la scelta degli esoscheletri in acciaio destinati ad assorbire integralmente le azioni orizzontali, relegando la costruzione esistente in c.a. alla funzione di assorbire i carichi verticali (Figura 20). L'organismo sismo resistente è stato realizzato con un sistema pareti di taglio reticolari a croce di S. Andrea disposte ortogonalmente alla facciata ( $EX_{2D} \perp \_CBF\_X$ ) nelle due direzioni principali della costruzione con frequenza singola in pianta ( $F_X = F_Y = 1$ ) e multipla ( $F_Z = 2.5$ ) in alzata (Figura 20).

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte I: Stato dell'arte e concept



Figura 20: Sistema post-operam [<https://www.archilovers.com/projects/246906>]

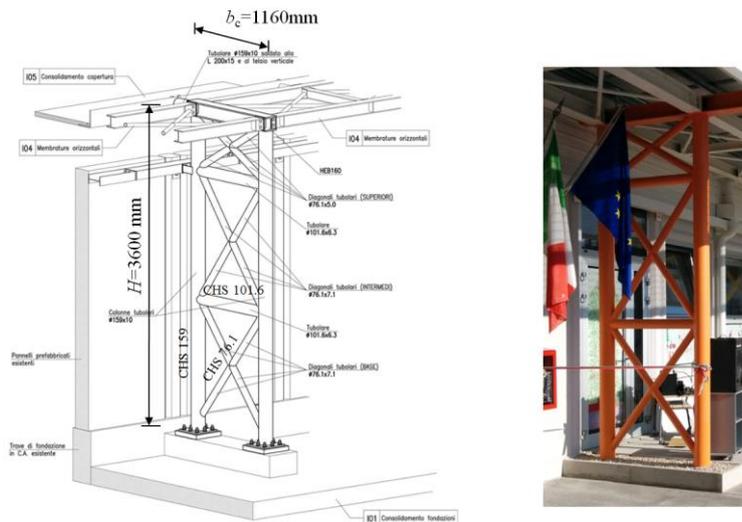


Figura 21: Le pareti di taglio ortogonali: disegni esecutivi e rilievo fotografico [<https://www.archilovers.com/projects/246906>]

Per quanto concerne le caratteristiche dimensionali (Figura 21), la generica parete di taglio reticolare ha una larghezza di 1160mm (distanza unifilare tra i correnti  $b_c$ ) ed una altezza totale ( $H$ ) di 3600 mm ovvero un rapporto di forma globale ( $r_{bcH}$ ) di circa 1/3 ottenuto rapportandola larghezza della parete con la sua altezza. Le sezioni utilizzate per i correnti sono profili CHS 159x10, con rapporti di forma locale ( $r_{dh}$ ) di circa 1/22, ottenuti normalizzando il diametro del profilo cavo ( $d_0=159\text{mm}$ ) all'altezza di interpiano ( $h=3600\text{mm}$ ), coincidente in questo caso con quella della parete. I montanti/traversi, posti ad un interasse di circa 1440mm, sono realizzati con profili CHS 101.6x6.3 ed hanno un rapporto di forma locale ( $r_{dbc}$ ) valutato rispetto alla larghezza della parete di 1/14. Le aste diagonali sono state realizzate con profili dello stesso diametro CHS

76.1x7.1 con forma locale ( $r_{dld}$ ), ottenuto dividendo il diametro del profilo per la sua lunghezza ( $l_d=1850\text{mm}$ ) di circa 1/24.

Il trasferimento delle azioni orizzontali al solaio di copertura avviene attraverso link assiali rigidi realizzati con profili tubolari in grado di trasferire principalmente sforzo normale (Figura 22). Per migliorare il trasferimento delle azioni orizzontali e stabilizzare le pareti di taglio nei riguardi di fenomeni di instabilità globale di tipo flessione-torsionale è stato realizzato un anello reticolare che circonda il perimetro dell'impalcato di copertura. Rimossa la ghiaia, la guaina ed il massetto esistenti, tale impalcato è stato a sua volta rinforzato attraverso la realizzazione di una soletta armata alleggerita che ha contribuito a creare un piano sufficientemente rigido, incrementando al contempo le prestazioni per carichi verticali.

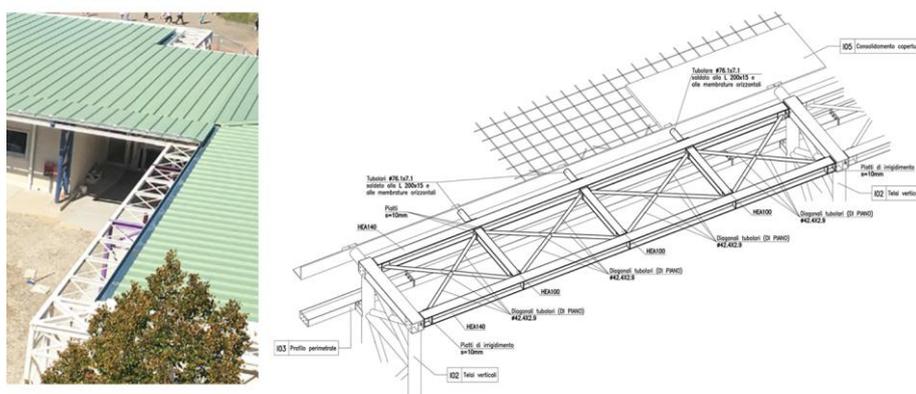


Figura 22: Sistema di trasferimento delle azioni: disegni esecutivi e rilievo fotografico  
<https://www.archilovers.com/projects/246906>

Le prestazioni energetiche e tecnologiche rispettivamente in termini di isolamento termico, acustico e di tenuta all'acqua sono state migliorate attraverso la realizzazione di una contro copertura che funge da tetto ventilato.

La caratterizzazione cromatica degli esoscheletri e la nuova pensilina perimetrale in lamiera microforata (Figura 23), oltre a migliorare il confort ambientale dei locali interni, hanno rigenerato l'aspetto esteriore della scuola, migliorandone il rapporto visivo con il contesto. Il succitato intervento di retrofit strutturale va infatti inquadrato nell'ambito di in più generale progetto di rigenerazione urbana del quartiere circostante l'edificio scolastico mediante la definizione di un nuovo polo urbano, capace di potenziare gli spazi sociali a disposizione della collettività e di offrire uno spazio di raccolta in caso di situazioni di emergenza (Figura 24). Il progetto architettonico/funzionale interviene nell'ottica di un definitivo abbattimento delle barriere architettoniche e di una distribuzione degli accessi più omogenea e razionale. Altri interventi hanno riguardato il rinnovamento degli interni (servizi igienici, pavimentazioni, controsoffitti) e degli impianti a servizio dell'edificio.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

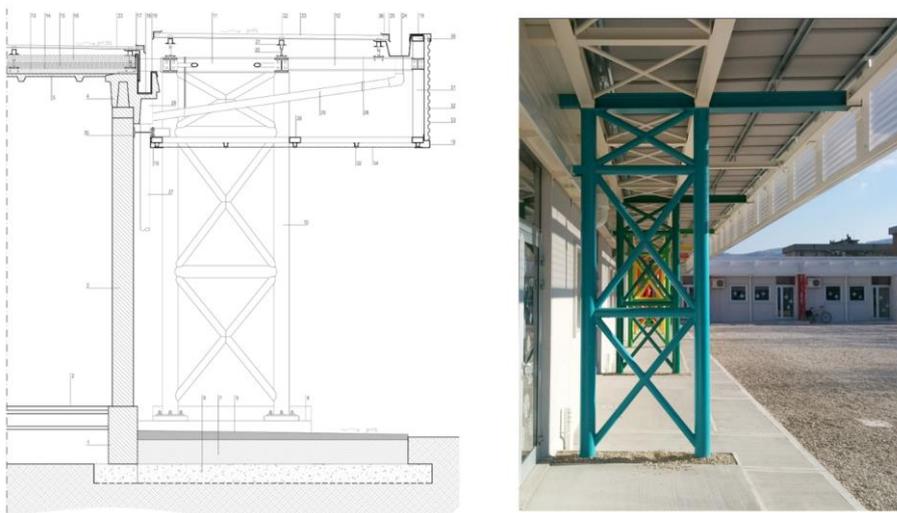


Figura 23: Retrofit formale ed energetico-pensilina perimetrale: disegni esecutivi e rilievo fotografico  
[\[https://www.archilovers.com/projects/246906\]](https://www.archilovers.com/projects/246906)



Figura 24: Retrofit formale: immagini fotorealistiche [\[https://www.archilovers.com/projects/246906\]](https://www.archilovers.com/projects/246906)

Il costo complessivo dell'intervento è stato di 1.200.996 €. L'opera, iniziata nel 2015, è stata completata nel 2016.

### 3.2.4 Altre realizzazioni

Nel seguito sono sinteticamente elencate alcune altre realizzazioni di interventi di retrofit con esoscheletri ortogonali tutte riguardanti edifici posti nei comuni della provincia di Modena ed interessati dal terremoto dell'Emilia del 2012.

Il primo esempio è il caso della Scuola secondaria di primo grado "A.Fiori" di Formigine (Mo) rinforzata con pareti di taglio reticolari con aste di parete a V rovescia disposte ortogonalmente alla facciata (EX\_2D⊥\_CBF\_Λ) in abbinamento ad esoscheletri paralleli (EX 2D // \_CBF\_Λ) per l'impossibilità di disporre le pareti su tutti i prospetti della costruzione (Figura 25). Il trasferimento delle azioni è in questo caso garantito da una trave reticolare orizzontale disposta a livello di piano

che funge da trasfer biassiale ovvero in grado di trasmettere nei punti di attacco sforzo assiale e tagliante.



Figura 25: Retrofit sismico della Scuola secondaria di primo grado "A.Fiori" di Formigine (Mo)  
[\[https://www.comune.formigine.mo.it/avvisi/avvisi-2019/scuole-201cfiori201d-finito-il-cantiere-a-giugno-il-secondo-stralcio\]](https://www.comune.formigine.mo.it/avvisi/avvisi-2019/scuole-201cfiori201d-finito-il-cantiere-a-giugno-il-secondo-stralcio)

Una ulteriore applicazione di esoscheletri ortogonali, abbinati a quelli paralleli sempre per motivazioni di accessibilità, è quello relativo retrofit strutturale della Scuola di infanzia Montessori di San Felice sul Panaro (Figura 26). In questo caso le pareti di taglio reticolari sono state realizzate con aste di parete configurate secondo uno schema Warren.



Figura 26: Retrofit sismico della Scuola di infanzia "Montessori" di San Felice sul Panaro (Mo)  
[\[http://www.turres.it/tralicci-e-torri/tralicci-modulari/item/\]](http://www.turres.it/tralicci-e-torri/tralicci-modulari/item/)

### 3.2.5 Osservazioni

L'analisi delle realizzazioni mostrate in precedenza evidenzia prerogative e limiti di applicazione degli esoscheletri ortogonali (EX 2D<sub>L</sub>, Liv I scelta).

Salvo la prima applicazione riguardante l'edifici per uffici Magneti Marelli di Crevalcore (BO), in tutti gli altri casi la scelta dell'intervento è stata dettata dalla necessità di "non interrompere" l'utilizzo della costruzione. In tutti i casi si è trattato di edifici a ridotti numero di piani per i quali era necessario realizzare interventi di "rapida esecuzione" la cui durata media tra progettazione e realizzazione è risultata pari a circa un anno. L'utilizzo dell'acciaio e di sistemi di connessione meccanici (sistemi a secco) ha consentito di realizzare interventi reversibili e a basso impatto

ambientale volti a ottenere un retrofit strutturale, formale e in alcuni casi energetico della costruzione esistente.

Analizzando le prestazioni strutturali si è in tutti i casi perseguito un incremento significativo del livello di sicurezza compatibile con l'adeguamento sismico ottenuto incrementando la portanza (rigidezza e resistenza) nei riguardi delle azioni laterali. L'analisi degli interventi consente inoltre di avere utili informazioni sul concept strutturale degli esoscheletri ortogonali. Dal punto di vista dei materiali (scelta tecnologica) sono stati utilizzati presumibilmente acciai non legati per impiego strutturale di grado S355J2, protetti nei riguardi della corrosione con sistemi duplex zincatura-verniciatura ad alta prestazione in termini di durabilità. Le pareti di taglio sono state realizzate con controventi concentrici (CBF, Liv. II scelta) utilizzando, salvo il caso della scuola di Formigine, aste di parete configurate a croce di S'Andrea (X, Liv. III scelta). In tutti i casi sono stati utilizzati profili cavi a sezione circolare (CHS, Liv. IV) e dispositivi di trasferimento delle azioni rigidi (Liv. V). Per quanto concerne gli aspetti geometrici gli interventi sono stati concepiti, distribuendo le pareti con frequenza singola ( $F_x=F_y=1$ ) laddove le facciate fossero tutte accessibili. Diversamente sono stati utilizzati EX 2D// in abbinamento a quelli ortogonali. Per conferire maggiore rigidezza laterale alle pareti, l'anima del sistema reticolare è stata concepita disponendo le aste diagonali ed i montanti con frequenza multipla nel riguardi dell'altezza di interpiano ( $F_z>1$ ).

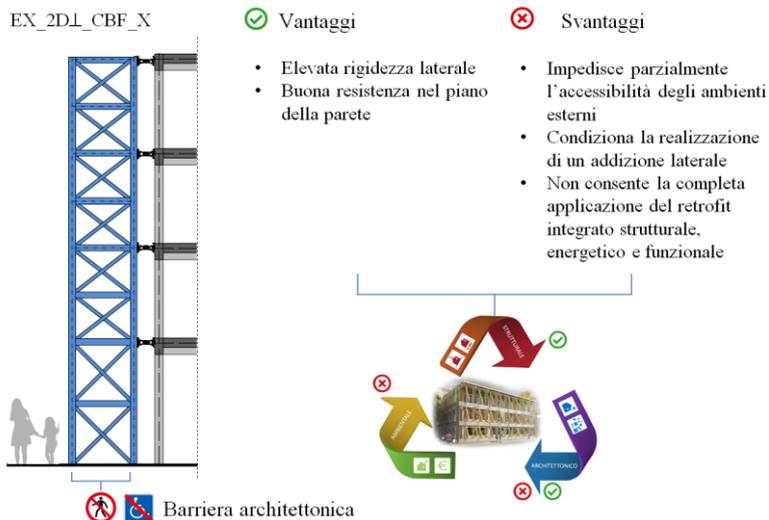


Figura 27: Punti di forza e debolezza degli EX\_2D⊥\_CBF\_X

Gli esoscheletri ortogonali realizzati con pareti di taglio reticolari con aste di parete disposte a croce di S.Andrea con frequenza singola o multipla (EX\_2D⊥\_CBF\_X) nonostante siano molto performanti dal punto di vista strutturale, non consentono di essere attraversati, impedendo parzialmente l'accessibilità degli ambienti esterni (Figura 27). Tale limitazione condiziona inoltre la realizzazione di un'addizione laterale ottenuta disponendo sull'esoscheletro un nuovo involucro. In tutte le applicazioni gli esoscheletri, lasciati a faccia vista, non sono stati infatti progettati

secondo una visione olistica, limitando gli interventi di retrofit agli aspetti strutturali e formali, trascurando gli aspetti funzionali ed energetici integrati con il nuovo organismo strutturale.

### **3.3 Concezione strutturale del kit-sistema costruttivo**

#### *3.3.1 Generalità*

Lo stato dell'arte sugli esoscheletri (vedi Cap.2) e l'analisi dettagliata delle realizzazioni (vedi §3.2) ha evidenziato i punti di forza e di debolezza legati all'utilizzo degli esoscheletri ortogonali, fornendo inoltre utili informazioni progettuali in termini di concezione strutturale. Come osservato nel §2.4 tale processo avviene in modo organico attraverso tre scelte consecutive e consequenziali, definite rispettivamente:

- Scelta tecnologica o del materiale per impiego strutturale;
- Scelta tipologica o dello schema resistente;
- Scelta dimensionale o della dimensione di primissimo tentativo (pre-dimensionamento).

Nel seguito si analizzano in dettaglio le scelte del sistema costruttivo che si intende proporre e studiare nel presente progetto di ricerca, al fine di realizzare “interventi di rapida esecuzione e a basso impatto ambientale” per il retrofit di costruzioni esistenti in c.a.. Il sistema deve inoltre favorire, se progettato secondo una visione olistica e in un ottica life-cycle, un upgrade integrato strutturale, formale ed energetico. La soluzione proposta deve quindi possedere una adeguata portanza alle azioni laterali senza però costituire una barriera architettonica che limita o impedisce il passaggio di persone o cose.

#### *3.3.2 Scelta tecnologica: materiale di base e sistemi di protezione*

##### *3.3.2.1 Materiale di base*

La concezione strutturale richiede come scelta preliminare quella del materiale (Figura 28). Tale scelta (esterna) va infatti ricercata mettendo a confronto i diversi materiali per impiego strutturale codificati nell'ambito delle norme nazionali (NTC 2018) ed internazionali (da Eurocodice 2 a Eurocodice 9). Le prerogative richieste in fase di progettazione (leggerezza/resistenza), unitamente a quelle realizzative (serialità e semplicità di realizzazione), di esercizio (ispezionabilità) e fine vita (reversibilità e riciclabilità) orientano la scelta verso gli acciai per impiego strutturale.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte I: Stato dell'arte e concept

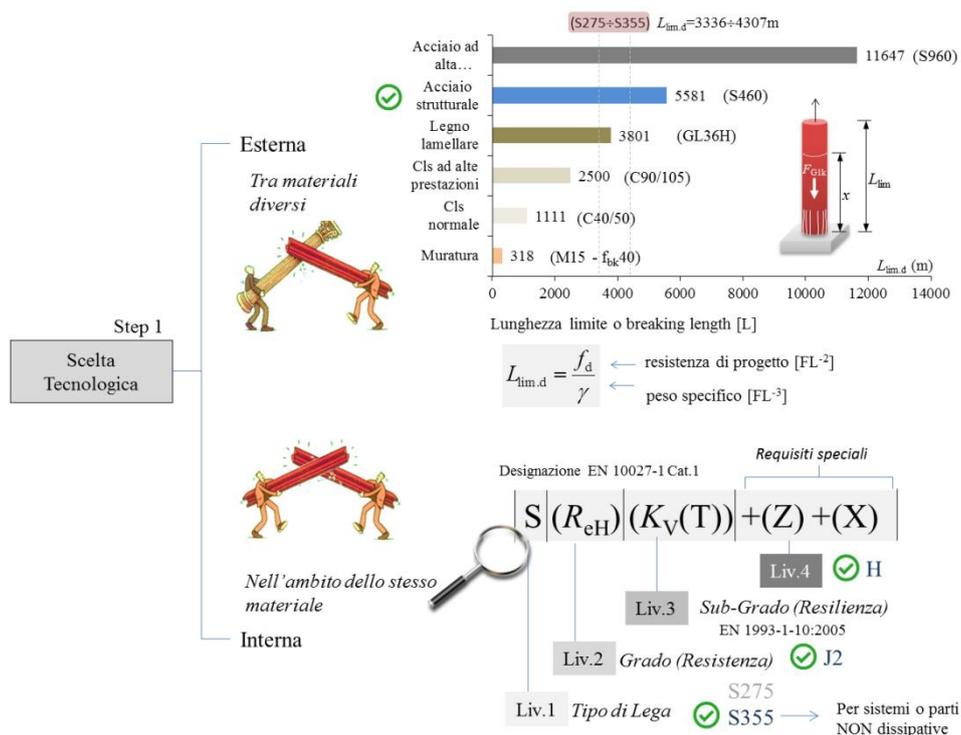


Figura 28: Scelta tecnologica esterna ed interna

Definito l'acciaio come tecnologia costruttiva (Figura 28), nell'ambito di questo materiale la scelta (interna) deve essere eseguita a quattro livelli [Di Lorenzo et al, 2016] che vanno dalla definizione del tipo di lega (Liv.1), del grado/resistenza (Liv.2), del sub-grado/resilienza (Liv.3) e dei requisiti speciali (Liv.4).

La necessità di contenere i costi e di utilizzare un materiale di facile reperibilità consiglia l'utilizzo degli acciai non legati per impiego strutturale (S) per i quali sono disponibili una vasta gamma di prodotti siderurgici laminati a caldo.

La scelta del grado è condizionata dal regime di sollecitazione a cui è soggetto il sistema strutturale e gli elementi che lo compongono ed il criterio di progetto utilizzato. In presenza di regimi assiali di trazione e compressione, nel caso di elementi con snellezza contenuta, è consigliabile l'utilizzo di gradi medio-alti ad esempio come l'S355. Quest'ultimo consente una riduzione del peso (Figura 29), rispetto all'acciaio S235 utilizzato come benchmark, mediamente del 30% compensando ampiamente rispetto a quest'ultimo l'incremento di costo unitario [Sedlacek e Müller, 2001]. Materiali dotati di buona resistenza sono anche utilizzati per parti/sistemi non destinati a dissipare energia per via isteretica. E' questo il caso di zone che progettate a controllo di capacità sono destinate a risultare sovraresistenti. Lo stesso dicasi per sistemi progettati come non dissipativi o dotati di bassa capacità dissipativa per i quali il requisito principale è la resistenza e la rigidezza (portanza). Una buona resistenza è anche consigliata per

sistemi soggetti ad azioni cicliche ovvero in presenza di problemi di fatica, ragione per la quale gli S355 sono ormai considerati una scelta standard nella progettazione dei ponti.

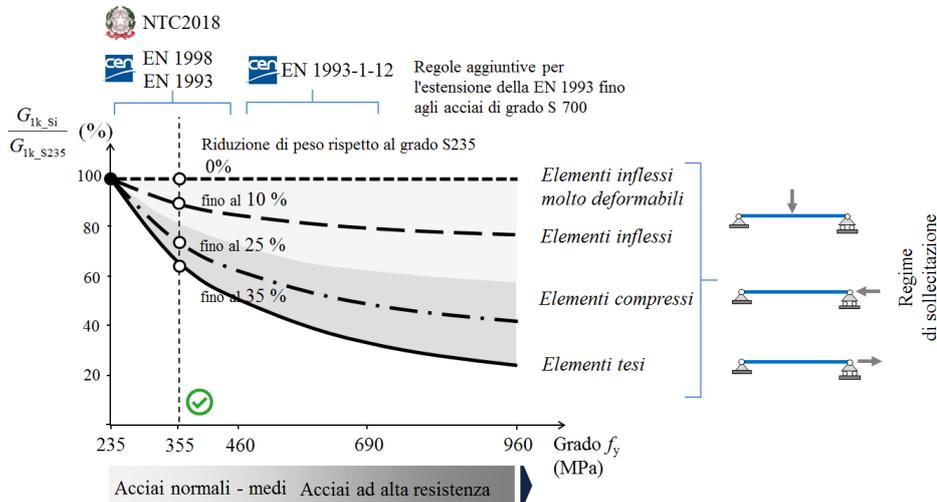


Figura 29: Scelta del Grado (Liv.2): Resistenza

La necessità di ridurre il rischio di rotture fragili alle basse temperature, garantendo al contempo una buona saldabilità anche di elementi dotati di spessori significativi, orienta la scelta verso un sub-grado anche in questo caso medio alto come il J2 [Hechler et al, 2015; Cordova, 2018]. L'utilizzo di materiali con tale livello di resilienza consente di saldare spessori sino a 75mm per temperature di esercizio fino a 0°C e spessori di 50mm per temperature ancora più basse fino a -20°C (Figura 30)

Per quanto concerne i requisiti aggiuntivi il materiale deve essere adatto anche alla realizzazione di prodotti cavi (HS) sia essi prodotti per laminazione a caldo o finiti a caldo (HF Hot Finished) che ottenuti per saldatura di lamiera piegate a freddo (CF Cold -Formed). In accordo alla EN 10027-1:2016 Sistemi di designazione degli acciai - Parte 1: Designazione simbolica, il materiale, nel caso sia adottato per la produzione di profili cavi deve quindi prevedere tra i simboli aggiuntivi (Gruppo 2) la lettera H che ne attesta l'idoneità per tale impiego.

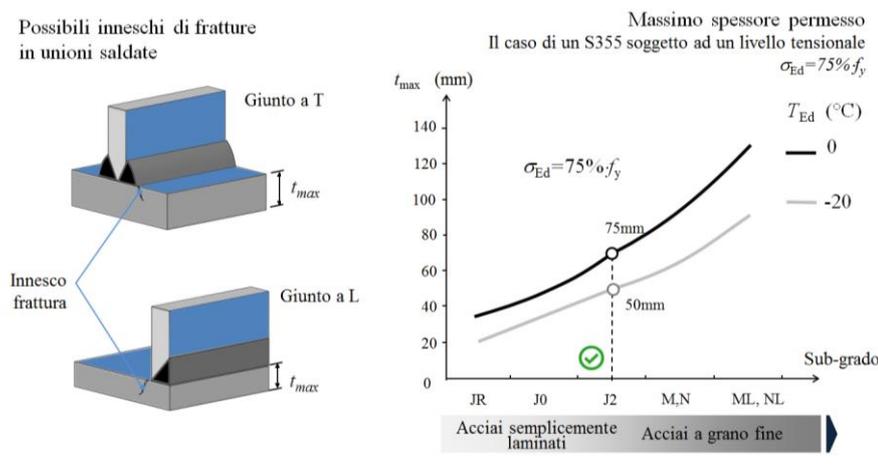


Figura 30: Scelta del Sub-Grado (Liv.3): Resilienza

In sintesi i materiali selezionati per la possibile produzione seriale dei sistemi oggetto di studio sono gli acciai non legati di qualità della serie:

- S355J2 (1.0577) per i profili aperti laminati a caldo;
- S355J2H (1.0576) per i profili cavi finiti a caldo o formati a freddo.

Per le specifiche su questi materiali si rimanda alle norme di prodotto EN 10025-2: 2004 Hot rolled products of structural steels. Technical delivery conditions for non-alloy structural steels, EN 10210-1: 2006 Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Technical delivery requirements e EN 10219-1: 2006 Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Technical delivery requirements.

Informazioni sulle proprietà meccaniche possono essere ricavate direttamente anche consultando il database EUROPEAN STEEL AND ALLOY GRADES disponibile online al seguente link <http://www.steelnumber.com/index.php>.

### 3.3.2.2 Sistemi di protezione

Definito il materiale di base occorre procedere alla scelta dei sistemi e delle strategie di protezione nei riguardi della corrosione e della resistenza al fuoco. A tale riguardo occorre osservare come le attuali norme nazionali (§2.1 NTC2018) ed europee (§2.1 EN 1990) prescrivano che le costruzioni posseggano durante la loro vita nominale di progetto ( $V_N$ ) preassegnati requisiti di sicurezza nei riguardi degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE), questi ultimi opzionali per le costruzioni esistenti con classe d'uso da I a III. A tali requisiti occorre aggiungere, per tutte costruzioni, la durabilità, la sicurezza anticendio e la robustezza.

Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione e/o gli interventi di retrofit in modo tale che il degrado della struttura non riduca le prestazioni ed il livello di sicurezza della costruzione, durante la sua vita nominale, al di sotto del livello minimo previsto in

sede di progetto. Tra le strategie possibili vi è l'adozione di dettagli costruttivi e sistemi di protezione che tendano a limitare, nel caso delle costruzioni metalliche, gli effetti prodotti dalla corrosione.

La scelta dei sistemi di protezione nei riguardi della durabilità è un aspetto chiave nella progettazione degli esoscheletri che per loro natura possono risultare direttamente esposti agli agenti atmosferici. La protezione nei riguardi della corrosione e più in generale il progetto a durabilità deve essere quindi effettuato in base alla vita nominale di progetto dell'intervento di retrofit ( $V_{N,I}$ ) ed alle corrosività dell'ambiente esterno (sistema direttamente esposto) e/o interno (sistema con involucro), definito in accordo alla norma EN ISO 9223. Un aspetto rilevante è quindi la definizione della vita nominale di progetto che sebbene non coincida con la "effettiva durata" della costruzione è comunque un dato importante per effettuare le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo (ad es. durabilità e fatica) nonché per la definizione della intensità delle azioni sismiche. Con riferimento a quest'ultimo aspetto la Circolare applicativa alle NTC 2018 (Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP.) chiarisce che, fermo restando la possibilità di definire livelli prestazionali maggiori nei riguardi della durabilità, la valutazione della sicurezza di un'opera esistente dovrà essere eseguita adottando una vita nominale ( $V_N$ ) di 50 anni. Sulla base della valutazione della sicurezza è possibile inoltre definire la "vita nominale restante" e il "tempo di intervento  $T_{INT}$ " (vedi Circolare del Capo Dipartimento del 4 novembre 2010: chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche) i cui concetti, basati su considerazioni di carattere economico, sono rivolti alla programmazione degli interventi di retrofit sismico e non a durabilità. Ciò premesso, soprattutto, qualora si adottino interventi "globali" per il miglioramento o l'adeguamento sismico, appare conveniente utilizzare per l'analisi dei fenomeni dipendenti dal tempo una vita nominale di progetto dell'intervento ( $V_{N,I}$ ) non inferiore a 50anni, paragonabile a quella adottata per nuove con livelli di prestazioni ordinari.

Definito il livello prestazionale, il progetto a durabilità, nell'ipotesi di non prevedere durante la vita nominale interventi di manutenzione straordinaria, deve quindi avvenire adottando un efficace strategia di protezione che garantisca una durata compatibile con la vita nominale dell'intervento.

Una prima strategia, che rientra nell'ambito della scelta del tipo di lega (Liv.1 della scelta tecnologica intera per gli acciai strutturali), consiste nell'utilizzo di acciai con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica (Weathering steel) conformi alla norma EN 10025-5 o di acciai inossidabili per impieghi nelle costruzioni, conformi alla EN 10088-4/5. In caso di esoscheletro non protetto da involucro in ambienti con grado medio di corrosività (C1 ÷ C3 secondo la norma ISO 9223), una valida alternativa agli acciai non legati S355J2/H, , potrebbe essere costituita da weathering steel di grado equivalente, quali ad esempio gli S355J2W (1.8965). In presenza di involucro e se lasciati a faccia vista allo stato grezzo in ambienti interni, l'utilizzo di questo materiale non appare conveniente per ragioni igieniche (film di ruggine). A questa motivazione si potrebbe aggiungere una di natura soggettiva (formale) connesse alla compatibilità cromatica del

colore bruno con gli ambienti interni soprattutto di piccole dimensioni presenti, nel caso di addizioni laterali, tra l'involucro preesistente e quello di nuova realizzazione. L'utilizzo degli acciai inossidabili austenitici o austeno-ferritici (acciai duplex), caratterizzati da elevate prestazioni strutturali e a durabilità, è invece sconsigliato essenzialmente per ragioni economiche.

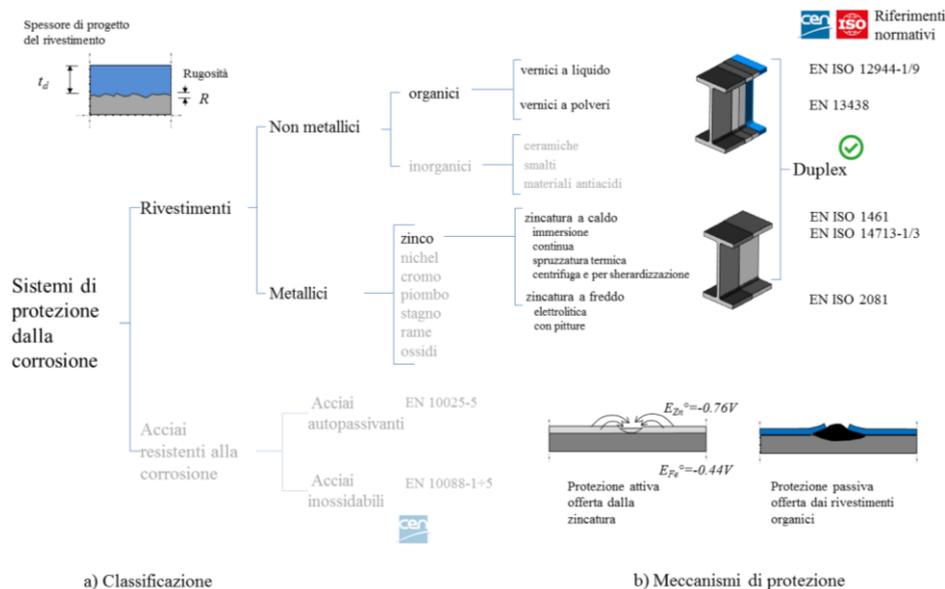


Figura 31: Strategie e sistemi da adottare per il progetto a durabilità nei riguardi della corrosione

Nell'ipotesi di utilizzare un acciaio per impiego strutturale non patinabile di grado S355J2/H occorre quindi proteggere il materiale di base con opportuni rivestimenti (Figura 31).

In base alla loro composizione chimica i rivestimenti utilizzabili a tale scopo si differenziano in non metallici e metallici. Tra i primi, escludendo quelli inorganici generalmente non utilizzati in ambito civile, le due principali alternative sono costituite dalle vernici a liquido e in polveri, conformi rispettivamente alle norme EN ISO 12944-1/9 e EN 13438. I principali requisiti che devono possedere questi rivestimenti, seguendo il ciclo di vita del manufatto, sono: la durabilità, l'affidabilità, la facilità di applicazione (fatta spesso in situ) nonché la semplicità di ispezione ed riparazione. Si aggiungono a questi requisiti la sostenibilità ambientale del rivestimento e la bassa emissione di composti organici volatili costituenti dei solventi (VOC), le cui soglie massime sono sempre più stringenti per ridurre l'inquinamento indoor. Circa la vita utile dei sistemi di protezione ( $V_p$ ) la norma EN ISO 12944-1 differenzia la durabilità delle vernici in tre classi:

- Bassa (L) da 2 a 5 anni;
- Media (M) da 5 a 10 anni;
- Alta (H) se si superano i 15 anni.

Definita la classe di corrosività (Domanda) l'effettiva durabilità (Capacità) del sistema di protezione dipende dalla preparazione delle superfici (ed. es. pulizia e grado di rugosità), dalla

adozione di opportuni dettagli costruttivi (ad. es. evitare ristagni d'acqua, favorire l'accessibilità delle zone) e dagli elementi che compongono il sistema di protezione costituito da un strato di fondo (primer), uno o più strato/i di base e di finitura (top coat). Nel caso di applicazioni esterne una verniciatura tipica conforme alla EN ISO 12944-5, costituita da una mano di fondo e due di topcoat di circa 80 $\mu$ m (spessore minimo a film secco), per uno spessore totale di 240 $\mu$ m, in ambienti aggressivi (C5) ha una vita utile ( $V_p$ ) che generalmente non supera i 10 anni prima che il 5% della superficie si copra di ruggine e venga quindi richiesta la prima manutenzione. Inoltre nel caso si adottino profili cavi la verniciatura, essendo applicata all'esterno, non impedisce l'innescarsi di insidiosi fenomeni corrosivi interni ai profili, che in certe condizioni di umidità relativa possono verificarsi anche se protetti da involucro ovvero in ambienti interni. Da tali considerazioni consegue per opere direttamente esposte (esoscheletri non protetti da involucro) la verniciatura non offre, in assenza di manutenzione del rivestimento, una durabilità compatibile con la con una vita nominale dell'intervento di retrofit ( $V_{N,I}$ ), ipotizzata non inferiore ai 50anni (interventi globali).

Le limitazioni connesse all'uso dei rivestimenti organici possono essere superate adottando una protezione attiva realizzata creando un accoppiamento galvanico tra la lega ferrosa ed un rivestimento metallico dotato, nella scala di Pauling, di potenziale di elettrodo standard più basso. Il rivestimento, fungendo da anodo sacrificale fornisce continuamente elettroni al metallo da proteggere evitandone la conseguente sua corrosione. Tra i possibili rivestimenti metallici in grado di offrire una protezione attiva, una soluzione tecnologicamente ed economicamente efficace è rappresentata dalla zincatura che può essere applicata su un prodotto siderurgico attraverso differenti processi. Per opere in carpenteria metallica il processo maggiormente utilizzato è la zincatura a caldo per immersione regolamentata dalle norme EN ISO 1461 e EN ISO 14713-1/2. La norma EN ISO 1461 fornisce i valori minimi dei rivestimenti definiti in funzione dello spessore dell'acciaio da proteggere. Per profili/lamiere d'acciaio di spessore ( $t$ ) superiore a 6mm lo spessore medio minimo deve essere superiore ad 85  $\mu$ m. La norma EN ISO 14713-1 fornisce indicazioni sulla scelta del rivestimento e sulla sua durata sino alla prima manutenzione ( $V_{Zn}$ ), in funzione della classe di corrosività dell'ambiente. Le previsioni sono basate su modelli lineari di degrado la cui affidabilità è limitata ad intervalli di tempo di qualche anno.

Per lunghi periodi una stima più accurata della vita utile del sistema di protezione deve essere eseguita mediante modelli di degrado "non lineari" [Rizzo et al. 2019]. A tale riguardo utili riferimenti sono presenti nella norma EN ISO 9224 che fornisce valori guida dell'attacco corrosivo di metalli e loro leghe esposti ad atmosfere naturali all'aperto per periodi maggiori di un anno. Nel caso di lunghe esposizioni la durata del rivestimento metallico in anni (yr) può essere calcolata attraverso la Equazione 1 ottenuta dagli autori invertendo la funzione che esprime la riduzione di spessore nel tempo del rivestimento per periodi superiori ai 20 anni attraverso la seguente relazione:

$$V_{Zn} = \frac{20^{1-b} \cdot [t_{Zn} + r_{corr} \cdot 20^b \cdot (b-1)]}{b \cdot r_{corr}} \quad \text{Equazione 1}$$

dove:

$t_{Zn}$  è lo spessore medio del rivestimento a base di zinco in ( $\mu\text{m}$ );

$r_{corr}$  è la velocità di corrosione al primo anno dello zinco in ( $\mu\text{m/yr}$ );

$b$  è un coefficiente ( $<1$ ) specifico del tipo di metallo, che per lo zinco si può assumere compreso tra 0.813 e 0.873.

Mediante l'Equazione 1 è possibile prevedere la vita utile della protezione con zincatura a caldo ( $V_{Zn}$ ) nei diversi ambienti o categorie di corrosività (Tabella 4) ed eseguire quindi una "verifica a durabilità" confrontandola con la vita utile del sistema strutturale da proteggere ( $V_N$ ). Occorre osservare che un approccio inverso ovvero basato sulla ricerca dello spessore (Capacità) che soddisfa una preassegnata durabilità (Domanda), utilizzabile in linea teorica fase di dimensionamento, risulta di difficile implementazione poiché lo spessore di zinco, a differenza della verniciatura, è difficilmente controllabile dipendendo dal processo di zincatura e dalla reattività dell'acciaio, influenzata dall'effettivo contenuto di silicio ed il fosforo.

Applicando l'Equazione 1 ad uno spessore medio del rivestimento ( $t_{Zn}$ ) di  $120\mu\text{m}$  (strutture in carpenteria metallica medio-pesante) è possibile osservare come la zincatura a caldo, per opere direttamente esposte (esoscheletro non protetto da involucro), sia compatibile con una vita nominale dell'intervento di retrofit ( $V_N$ ), ipotizzata non inferiore ai 50anni, in ambienti di classe sino a C4.

Tabella 4: Vita utile del rivestimento per zincatura a caldo ( $t_{Zn}=120\mu\text{m}$ ) in funzione della categoria di corrosività dell'ambiente in accordo alla norma EN ISO 9224.

Classe o categoria di corrosività e rischio	Velocità di corrosione al primo anno EN ISO 14713-1		Vita utile di un rivestimento (Modello Non Lineare) EN ISO 9224	
	$r_{corr}$ ( $\mu\text{m/yr}$ )		$V_{Zn}$ (yr)	
	Min	Max	Max	Min
C1 Molto bassa	0	0.1	$\infty$	2275
C2 Bassa	0.1	0.7	2275	322
C3 Media	0.7	2.1	322	105
C4 Alta	2.1	4.2	105	51
C5 Molto alta	4.2	8.4	51	23

CX Estrema	8.4	25	23	5
------------	-----	----	----	---

In ambienti fortemente aggressivi (C5 o CX) la zincatura a caldo, in assenza di manutenzione, non è grado di soddisfare la richiesta in termini di durabilità. In questi casi occorre utilizzare, per proteggere efficacemente gli acciai non legati per impiego strutturale, rivestimenti protettivi ad altissima prestazione, come ad esempio i sistemi duplex, che combinano in modo sinergico i vantaggi estetici e prestazionali della verniciatura e della zincatura. Le vernici utilizzate possono essere del tipo a solvente o all'acqua purché formulate per l'applicazione su acciaio zincato. In alternativa è possibile utilizzare vernici in polvere, applicate in stabilimento su superfici opportunamente pretrattate per via meccanica e/o chimica in accordo alle EN ISO 15773 ed EN 13438. La preparazione meccanica della superficie dei manufatti avviene mediante levigatura con abrasivi a grana fine, utilizzati per uniformare le lievi irregolarità presenti sulla superficie del rivestimento di zinco. Rivestimenti ad altissima durabilità, definiti commercialmente "Triplex", si ottengono pretrattando anche per via chimica la superficie metallica da rivestire mediante processo nanoceramico, trattamento che consente di creare uno strato inorganico molto stabile e di grande compattezza capace di garantire elevate prestazioni di adesione della vernice nel tempo. In tutti i casi l'interazione tra la vernice e la zincatura determina un nuovo rivestimento la cui vita di progetto ( $V_{Duplex}$ ) è superiore della somma delle singole vite che i due sistemi anticorrosivi avrebbero separatamente ( $V_{Zn}$  e  $V_p$ ). La durabilità del rivestimento è in questo caso valutata attraverso la Equazione 2:

$$V_{Duplex} = K \cdot (V_{Zn} + V_p) \quad \text{Equazione 2}$$

dove:

$K$  è una costante di efficienza variabile da 1.5 a 2.3 a seconda del tipo e dallo spessore del rivestimento organico adottato e dell'ambiente corrosivo;

Applicando la Equazione 2 ad una zincatura dello spessore di 120 $\mu$ m ed un rivestimento organico con medio alta durabilità ( $V_p=10$  yr) è possibile prevedere la vita utile del rivestimento duplex nei diversi ambienti o categorie di corrosività (Tabella 5).

Tabella 5: Vita utile del rivestimento Duplex in funzione della categoria di corrosività dell'ambiente in accordo alla norma EN ISO 9224.

Classe o categoria di corrosività e rischio	Velocità di corrosione al primo anno EN ISO 14713-1	Costante di efficienza	Vita utile di un rivestimento (Modello Non Lineare) EN ISO 9224
	$r_{corr}$ ( $\mu$ m/yr)		$V_{Duplex}$ (yr)
		$K$ (-)	

	Min	Max		Max	Min
C1 Molto bassa	0	0.1	2.3	$\infty$	5256
C2 Bassa	0.1	0.7	2.1	4799	697
C3 Media	0.7	2.1	2.0	664	230
C4 Alta	2.1	4.2	1.6	184	98
C5 Molto alta	4.2	8.4	1.5	92	50
<b>CX Estrema</b>	<b>8.4</b>	<b>25</b>	<b>1.5</b>	<b>50</b>	<b>23</b>

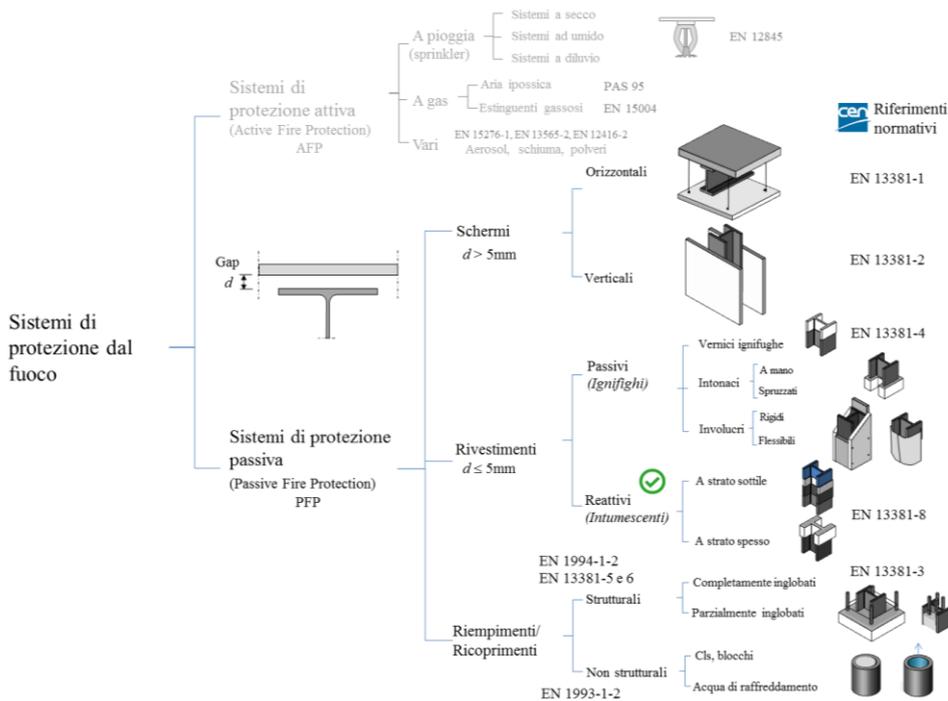


Figura 32: Strategie e sistemi da adottare per la protezione al fuoco

Nel caso in cui occorra offrire all'esoscheletro anche una protezione passiva in presenza di incendio tra le possibili soluzioni (Figura 32) è possibile adottare rivestimenti reattivi o intumescenti (intumescent coating systems), la cui diffusione è cresciuta rapidamente negli ultimi anni per la possibilità di essere utilizzati a faccia vista per la protezione anche su dettagli complessi, senza modificare in modo significativo le dimensioni e la sagoma delle membrature del sistema strutturale.

Si tratta in particolare di rivestimenti che, inerti a basse temperature, reagiscono sotto l'azione del fuoco espandendosi, creando una schiuma protettiva (char) con funzione isolante ed ignifuga (Figura 33a). I rivestimenti intumescenti si distinguono in sottili ( $d_p=0.5 \div 2.5\text{mm}$ ) e spessi ( $d_p=5 \div 20\text{mm}$ ). I primi, noti anche come vernici intumescenti a singolo componente a base d'acqua o di solventi, possono essere applicate come strato intermedio (basecoat) a pennello o a spruzzo su superfici metalliche pretrattate con sabbiatura e/o opportunamente primerizzate (Figura 33b). Il

rivestimento è completato da uno strato di finitura che oltre a garantire un adeguato aspetto estetico ha anche una funzione protettiva nei confronti degli agenti atmosferici. Le vernici a base d'acqua sono utilizzate per ambienti con classe di corrosività bassa (C1) ovvero in ambienti interni, mentre quelle con solventi sono indicate per ambienti esterni (C2÷C3) e/o per i quali è richiesta una maggiore prestazione al fuoco. Maggiori livelli di performance possono essere raggiunti con le vernici intumescenti a film spesso (mastici intumescenti), utilizzati, per la maggiore durabilità per la protezione delle strutture metalliche di impianti industriali sottoposti ad incendi da idrocarburi. Si tratta in questo caso di rivestimenti bicomponenti a base epossidica che applicati con cazzuola o a spruzzo possono raggiungere e superare i 20mm di spessore.

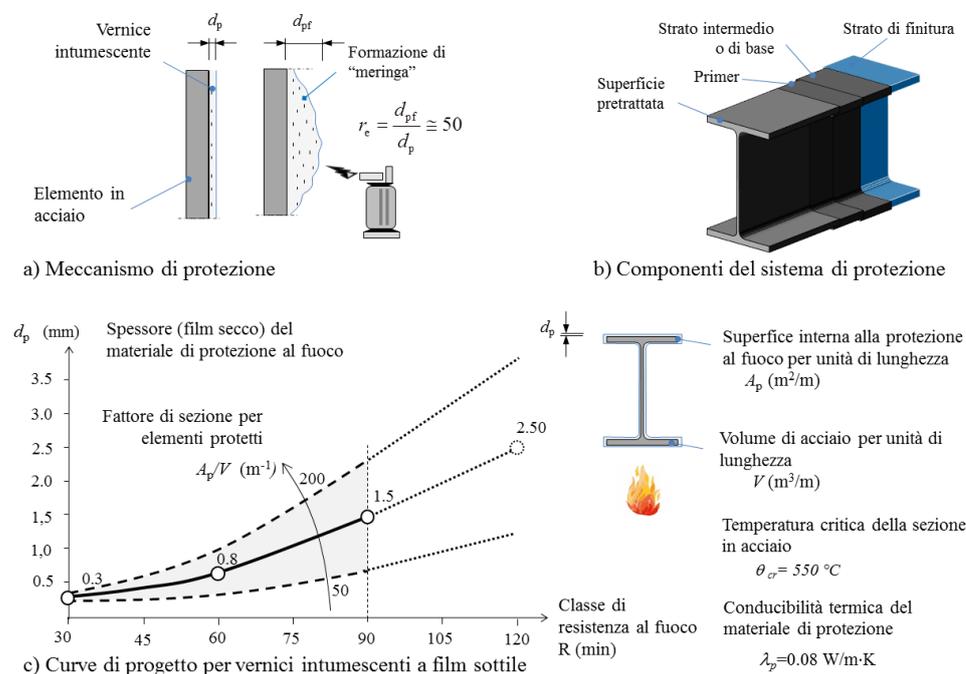


Figura 33: Resistenza al fuoco di elementi mediamente sollecitati esposti su quattro lati e protetti con vernici intumescenti a film sottile

In entrambe i casi lo strato intermedio costituisce il componente reagente al fuoco, il cui spessore a secco ( $d_p$ ) deve essere opportunamente dimensionato in relazione alla classe di resistenza al fuoco che si intende perseguire. In fase preliminare di concep strutturale lo spessore del rivestimento (film secco) realizzato con vernici intumescenti sottili, utilizzate per proteggere elementi in acciaio mediamente sollecitati ed esposti su tutti lati, può essere ricavato, in funzione della classe di resistenza al fuoco, attraverso il diagramma di [Figura 33c](#).

Una protezione integrata corrosione-fuoco, qualora necessaria, può essere offerta integrando la vernice intumescente in un sistema duplex. In questi casi prima di applicare la vernice intumescente le superfici da proteggere dovranno essere sgrassate con solventi non clorurati che unitamente all'applicazione di uno primer di natura epossidica garantiscono un adeguato

adesione e prestazione al fuoco allo strato di base intumescente non inferiori a quelli riscontrabili su profili metallici non zincati [Dalumi, 2002].

### 3.3.3 Scelta tipologica

Definito il materiale occorre procedere alla scelta tipologica che come già esposto in precedenza (vedi §2.4) deve essere eseguita a livello di sistema (Liv.I modalità di resistere), sottosistema (Liv. II regime di sollecitazione, Liv.III configurazione), elementi (Liv.IV tipi di sezioni) e di vincoli (Liv. V Link e Dispositivi di trasferimento delle azioni).

Il primo livello di scelta (Liv.I), che prevede nel caso in esame l'utilizzo di EX 2D $\perp$ , è stato già ampiamente motivato nel §3.1 in cui sono descritti in punti di forza ed i limiti di applicazione di questi sistemi.

Per quanto concerne il regime di sollecitazione/meccanismo resistente (Figura 34) ovvero il tipo di sottosistema o macroelemento costituente la generica parete di taglio ortogonale (Liv.II), la necessità di avere sistemi leggeri, resistenti e rigidi, realizzabili in modo seriale e modulare, orienta la scelta verso i sistemi a controventi concentrici (concentric bracing frames CBF) che, se progettati correttamente, possono offrire anche una discreta capacità dissipativa [Badoux e Jirsa, 1990; Costanzo et., al, 2019].

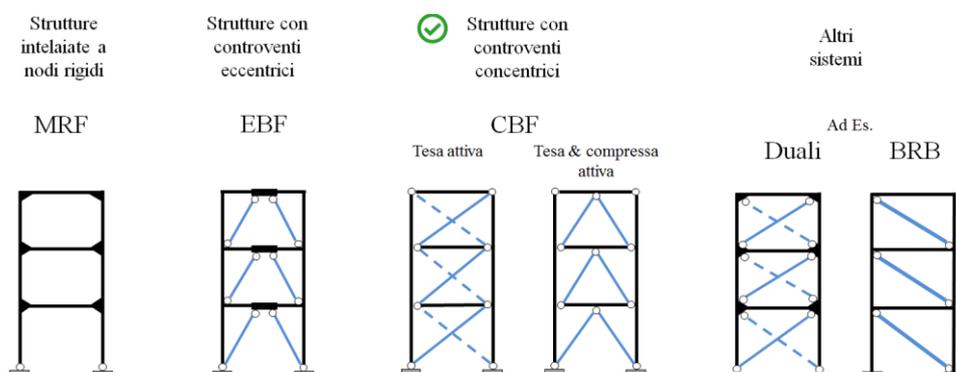


Figura 34: Scelta tipologica (Liv.II): regime di sollecitazione.

Nell'ambito dei controventi concentrici il requisito della "accessibilità", che costituisce il presupposto indispensabile alla integrazione dell'intervento retrofit alla costruzione esistente, rende particolarmente conveniente (Scelta di tipologica Liv.III, Figura 35), sebbene "apparentemente" a discapito delle prestazioni strutturali, la soluzione a portale (CBF P, Portal Braced Frames).



Figura 35: Scelta tipologica (Liv.III\_a): configurazione delle aste di parete per i CBF.

Questi sistemi, noti anche come “Gate Braced Frames” proprio perché consentono di essere oltrepassati con elevato grado di accessibilità, sono ampiamente utilizzati come sistemi di controventamento negli edifici monopiano ad uso industriale e commerciale a più navate. La libertà offerta al progettista architettonico nella disposizione delle aperture li rende una valida alternativa anche per la realizzazione di edifici multipiano con numero limitati di piani (Low-Mid rise Buildings ) e quindi per la stessa categoria di edifici per i quali è possibile applicare come sistema di intervento gli EX 2D⊥. Nonostante il loro vasto campo di applicazione, la progettazione a controllo di capacità dei controventi a portale non è trattata adeguatamente nelle principali norme nazionali ed internazionali. Per colmare tale mancanza recenti studi sono stati eseguiti allo scopo di fornire indicazioni sul fattore di comportamento [Fanaie e Ezzatshoar, 2014] e sui parametri chiave da adottare per progettazione di edifici in acciaio che utilizzano questi sistemi di controventamento nella configurazione simmetrica (CBF\_PS) ed asimmetrica (CBF\_PA o CBF\_PY) di semi portale, nota anche per la sua particolare forma come “configurazione a y” (y-shaped concentric bracing) (Figura 36). In particolare lo studio sul fattore di comportamento [Güneyisi e Gültekin, 2017] ha evidenziato una discreta capacità dissipativa con fattore di sovrarresistenza ( $q_{\Omega}$ ) di circa 1.4 e fattore di duttilità ( $q_0$  o  $q_{\mu}$ ) di 2.5, con un fattore struttura complessivo per sistemi regolari ( $q = q_{\mu} q_{\Omega}$ ) che può raggiungere e superare valori di 3.5 Inoltre qualora il sistema a semi-portale sia progettato con contraffisso (diagonale inclinata a circa 45°) “debole” a valle della sua plasticizzazione per trazione, in grandi spostamenti, il sistema tende a presentare rigidità crescente (comportamento incrudente) per effetto della riduzione di eccentricità ( $e$ ) (Figura 36) ovvero del raddrizzamento delle diagonali tese del portale [Moghaddam e Estekanchi, 1995]. Questo comportamento è stato osservato anche sperimentalmente nei controventi a portale asimmetrici o ad y attraverso prove cicliche in scale reale [Zamani and Rasouli, 2006] che hanno evidenziato come una riduzione della eccentricità del punto di convergenza determini un aumento della portanza, mentre un suo incremento (punto di convergenza verso l’angolo) determina un aumento dell’energia assorbita e della capacità di smorzamento. Nel caso di utilizzo di semi-portale sia per costruzioni in progetto che per il retrofit di edifici esistenti, in analogia a quanto accade per i sistemi a “singola” diagonale tesa attiva

(diagonal braced frame) occorre predisporre nella generica direzione due pareti di taglio contrapposte (disposizione assial simmetrica 2PA o a 2PY) in modo da avere adeguata una portanza in entrambe i versi di azione delle "forze" sismiche (Figura 36) [Zamani et al, 2011]. Inoltre la configurazione a portale asimmetrico è consigliata per consentire la realizzazione di aperture (vani porta e finestra) poste lateralmente al generico campo che costituisce la griglia strutturale. La disposizione a portale asimmetrico, per limitare l'eccentricità della diagonale tesa attiva, risulta inoltre conveniente per maglie non eccessivamente distorte ovvero con rapporti  $r_{bh} = bc/h$  inferiori a 2 (pareti sufficientemente strette), compatibili con i vincoli geometrici ed urbanistici che condizionano l'utilizzo degli esoscheletri e la realizzazione di addizioni laterali.

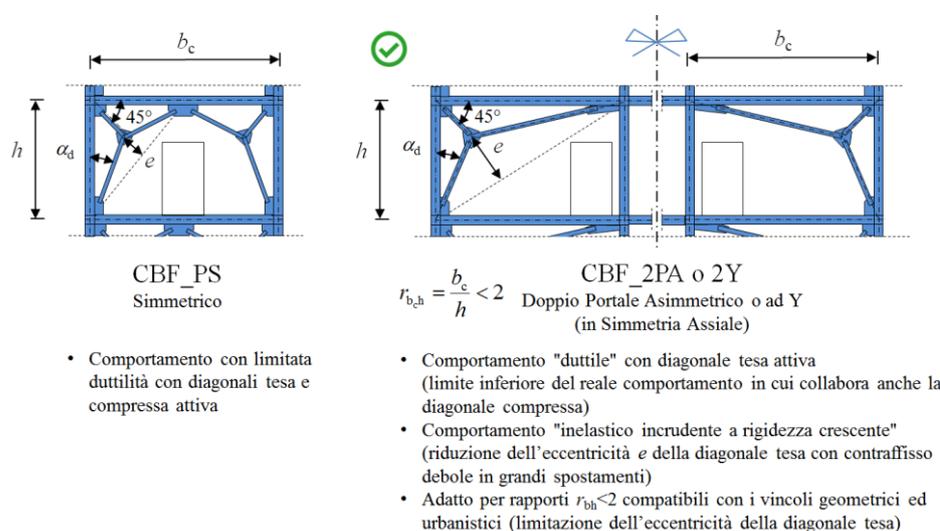
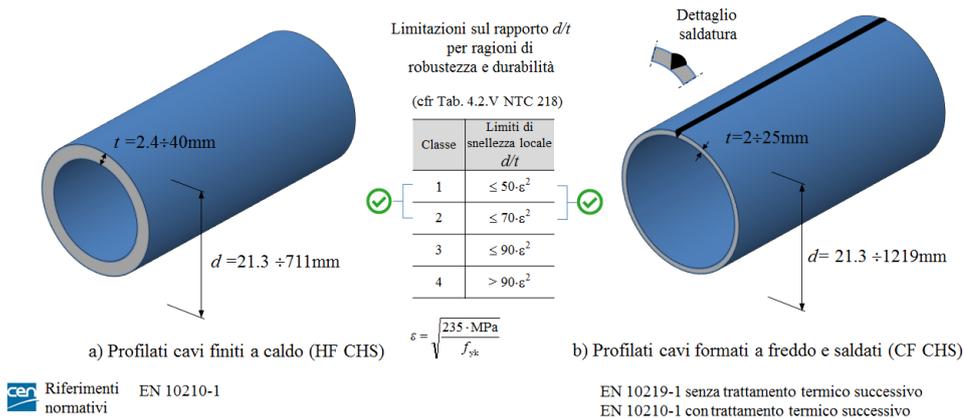


Figura 36: Scelta tipologica (Liv.III\_b): configurazione delle aste di parete per i CBF\_P

La scelta tipologica va poi condotta a livello locale (Liv.IV) ovvero scegliendo il tipo di membrature che compongono la generica parete e i sistemi di connessione ovvero i nodi e le giunzioni. La presenza di regimi di primari sollecitazione di tipo assiale che caratterizzano le pareti reticolari rende particolarmente convenienti i profili cavi a sezione circolare (CHS) sia essi finiti o lavorati a caldo (HF) che formati a freddo con saldatura (CF). Questi profili si caratterizzano inoltre per una vasta gamma dimensionale ottenuta variando in un ampio range il diametro esterno ( $d$ ) e/o lo spessore ( $t$ ). L'avvento di nuove tecnologie per la progettazione e lavorazione (ad es. taglio e saldatura) ha favorito recentemente la diffusione delle strutture tubolari spaziali realizzate con nodi complessi a multipla via anche per le strutture civili [Raso, 2019]. I profili tubolari, nel caso in cui siano lasciati a faccia vista, conferiscono a questi sistemi un innegabile pregio estetico. A tale prerogativa si aggiunge inoltre la necessità di riduzione del rischio di infortuni legati ad urti accidentali di persone o cose soprattutto nel caso in cui posti in zone di passaggio e vie di fuga (Scelta di tipologica Liv.IV, Figura 37). Per conferire maggiore robustezza sia nei riguardi di

azioni impreviste che del degrado è conveniente limitare il rapporto diametro- spessore che influenza la snellezza locale e la superficie specifica/fattore di sezione del profilo tubolare.

Nonostante gli esoscheletri siano concepiti come sistemi dotati di elevata portanza alle azioni laterali e modesta capacità dissipativa, per le succitate ragioni è conveniente limitare la snellezza locale così come prescritto dalle norme tecniche italiane (NTC2018) ed europee (EN 1993-1-1) per i profili di classe 1 o 2.



Riferimenti normativi EN 10210-1

#### ✓ Vantaggi

- Elevata efficienza strutturale per regimi assiali di compressione e pressoflessione, torsione
- Vasta gamma di prodotti ottenuti modificando il diametro e/o lo spessore
- Pregio estetico
- Riduzione del rischio di infortuni legati ad urti accidentali

#### ✗ Svantaggi

- Complessità delle lavorazioni (taglio e saldatura) nel caso di nodi saldati non irrigiditi
- Difficoltà di ispezione e controllo del degrado nella parte interna

Figura 37: Scelta tipologica (Liv.IVa): sezioni-membrature

Al fine di industrializzare il sistema costruttivo è conveniente realizzare la generica parete mediante saldatura delle diagonali e dei montanti ai correnti tubolari attraverso nodi non irrigiditi (Figura 38). Per l'imitare l'influenza del regime flessionale parassita (regime secondario) sulle prestazioni delle membrature e dei nodi [Korol et al, 1986; Wardenier et al, 2008] è necessario limitare l'eccentricità all'interno del nocciolo centrale d'inerzia delle sezione cava ( $-0.5 \cdot d_0 \leq e \leq 0.25 \cdot d_0$ ) favorendo sistemi con gap limitato o del tipo a sovrapposizione (overlapped joints), sebbene questi ultimi siano di più complessa realizzazione.

La portanza della generica parete può essere migliorata incrementando la rigidità del nodo corrente-montante/traverso. Una soluzione innovativa, resa possibile dalla diffusione della tecnologia di taglio laser, consiste ad esempio nella realizzazione di un traverso a doppio T passante, saldato al corrente nei punti di intersezione (Figura 39). L'incremento di rigidità del nodo è tale da modificare la generica parete da struttura con controventi in un sistema duale MRF-CBF [Di Benedetto et al, 2019].

Per altezze superiori ai 12 m, al fine di limitare i costi legati al trasporto, occorre prevedere all'interno delle pareti opportune giunzioni. Per non compromettere i sistemi di protezione è necessario adottare giunzioni bullonate, ad esempio realizzati con sistemi a baionetta a croce austriaca successivamente ricoperti, per ragioni estetiche e di durabilità, con carterini in lamiera, che ripristinano la sagoma del profilo tubolare. Il collegamento tra le pareti e i sistemi di stabilizzazione laterale sono realizzati mediante nodi bullonati realizzati con fazzoletti di attesa singoli o a forcella.

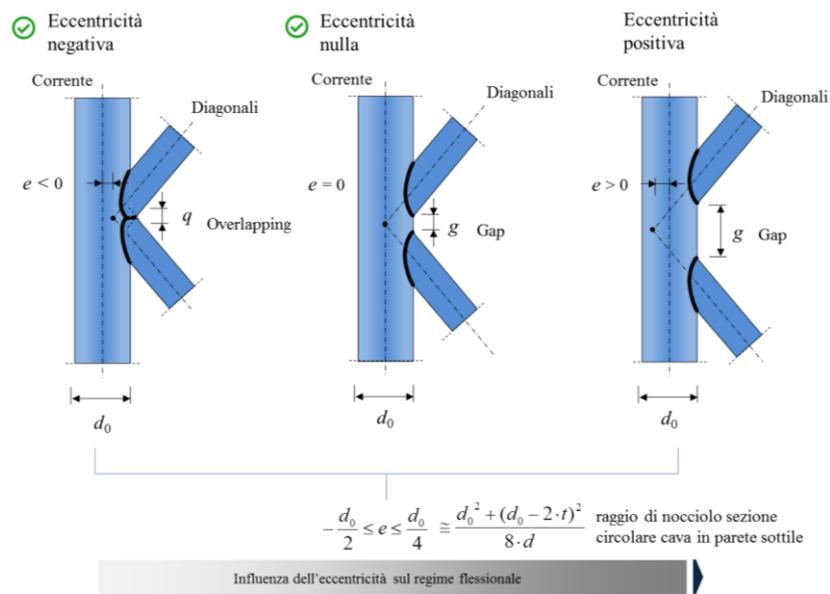


Figura 38: Scelta tipologica (Liv.IVb): nodi saldati non irrigiditi ed influenza dell'eccentricità

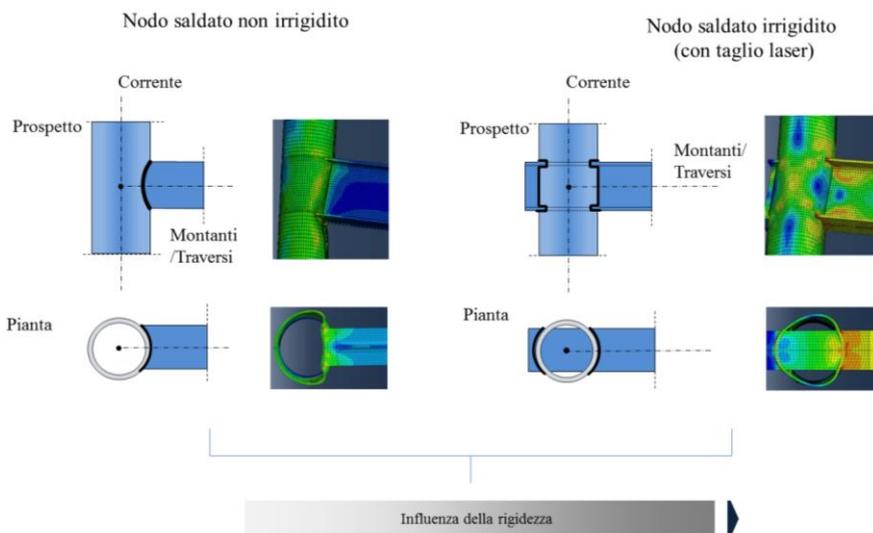


Figura 39: Scelta tipologica (Liv.IVb): nodi saldati ed della rigidità

Un aspetto rilevante, che costituisce una delle principali criticità nell'utilizzo degli esoscheletri in acciaio, è costituito dalla scelta di opportuni sistemi di trasferimento capaci di trasmettere correttamente le azioni dalla struttura esistente all'esoscheletro e da questi alla sottostruttura o al sottosistema portante di fondazione. La scelta tipologica si conclude infatti con la scelta dei link/dispositivi di trasferimento delle azioni (Liv.V). Coerentemente alla strategia di progetto basata sull'incremento di portanza (resistenza e rigidità) si preferisce utilizzare sistemi rigidi non dotati di dissipazione aggiuntiva. Tale scelta è legata alla ridotta capacità di spostamento e alla bassa duttilità che tipicamente caratterizza le costruzioni oggetto di intervento, il cui comportamento è spesso condizionato da prematuri meccanismi di collasso fragili (collasso dei nodi e crisi a taglio delle membrature) per l'assenza di dettami antisismici ed il degrado dei materiali. Di contro l'utilizzo di dispositivi a dissipazione/smorzamento addizionale, sebbene consenta una sensibile riduzione delle azioni in fondazione, richiede da parte della costruzione esistente una notevole capacità di spostamento non compatibile con le sue prestazioni, a meno dell'esecuzione di interventi locali, sui nodi e le membrature, volti ad incrementare la duttilità del sistema. L'esecuzione di questi interventi richiederebbe certamente l'interruzione/utilizzo della costruzione, facendo venire meno una delle principali prerogative nella scelta degli esoscheletri.

Le succitate considerazioni conducono alla scelta di sistemi di trasferimento rigidi concepiti per essere capaci di diffondere gli sforzi, non trasmettere momento parassiti garantendo rinforzando al contempo i nodi perimetrali della costruzione esistente in c.a.. Gli interventi devono inoltre risultare reversibili e realizzabili con costi e tempi contenuti.

Tali requisiti possono essere soddisfatti adottando soluzioni progettuali che prevedano esoscheletri in senso stretto, ovvero diffusi su una parte significativa della costruzione esistente ed opzionalmente dotati di sistemi di trasferimento delle azioni orizzontali. Occorre inoltre prevedere l'utilizzo di ancoranti /tasselli sismici di Cat. C2 (ETAG001) collegati con opportune piastre d'acciaio poste possibilmente all'interfaccia dei nodi perimetrali (placcaggio) e uniti ai link rigidi con perni atti a limitare l'azione sulle barre di ancoraggio prodotte da momenti parassiti. Al fine di contenere i costi ed i tempi di realizzazione è preferibile inoltre utilizzare prodotti/profilati standard collegati all'esoscheletro con organi meccanici.

Ciò premesso i sistemi di trasferimento, posti all'interfaccia della parete, possono essere di tipo assiale (trasmissione nei tasselli di solo sforzo normale  $N$ , Figura 40a) nel caso si adottino unicamente esoscheletri ortogonali (EX 2D $\perp$ ) e di tipo bi-assiale (trasmissione nei tasselli di sforzo normale  $N$  e taglio  $V$  ai tasselli, Figura 40b) sia prevista la contemporanea presenza di esoscheletri ortogonali (EX 2D $\perp$ ) e paralleli (EX 2D//). Questo ad esempio è il caso di edifici per i quali non è possibile, per ragioni funzionali-estetiche o di accessibilità, disporre gli esoscheletri su tutte le facciate della costruzione. Per diffondere correttamente le sollecitazioni tra esoscheletro e costruzione esistente, facilitando al contempo l'installazione degli ancoraggi, è possibile in questi casi adottare come sistema di trasferimento profili a doppio T asimmetrici ruotati di 90° e

realizzati per composizione saldata su scala industriale dalla principali industrie siderurgiche che operano nel settore delle costruzioni .

✔ Requisiti	Soluzione progettuale
• Capacità di diffondere gli sforzi	→ Esoscheletri in senso stretto e transfer orizz.
• Non trasmissione di momenti parassiti	→ Collegamenti con perni
• Rinforzo locale dei nodi	→ Placcaggio con piastre d'acciaio
• Reversibilità dell'intervento	→ Ancoranti/Tasselli sismici di Cat. C2 (ETAG001)
• Serialità-industrializzazione	→ Utilizzo di prodotti standard (CHS, IFB, SFB, etc)

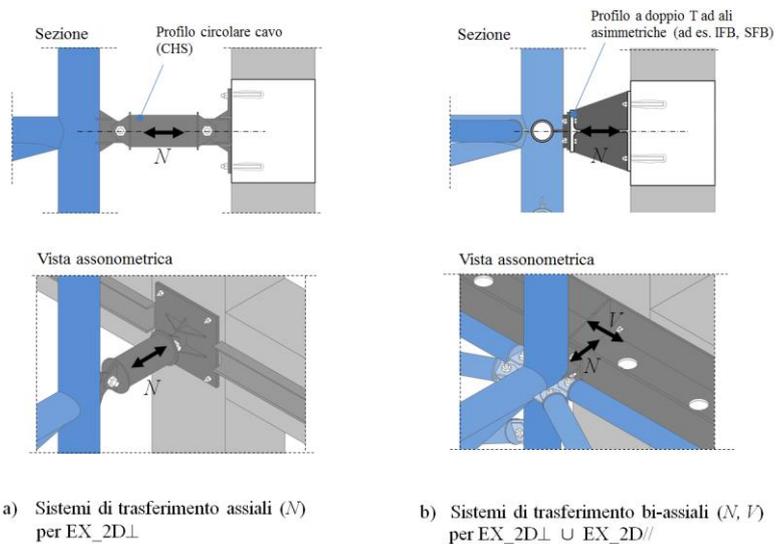


Figura 40: Scelta tipologica (Liv.V): sistemi di trasferimento delle azioni tra esoscheletro e costruzione esistente

In fondazione è conveniente realizzare collegamenti con perni che oltre ad essere esteticamente gradevoli, non trasmettendo momento, riducono le sollecitazioni sui tirafondi e sulla piastra di base. Il collegamento tra il profilo cavo e la piastra di base può essere eseguito con piastre saldate di estremità singole o accoppiate (a forcella).

Gli stessi collegamenti possono essere utilizzati per le diagonali di stabilizzazione e le travi di collegamento (Figura 41). Le pareti devono infatti essere stabilizzate nei confronti dell'instabilità globale di tipo flessio-torsionale prevedendo la presenza di dispositivi/ritegni atti ad impedire questi fenomeni. Le travi di collegamento oltre a contribuire anche esse a questa funzione di stabilizzazione possono risultare utili, qualora necessario, alla realizzazione di un impalcato calpestabile e alla disposizione di montanti di facciata su cui poggiare l'involucro concepito come sistema stratificato a secco.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

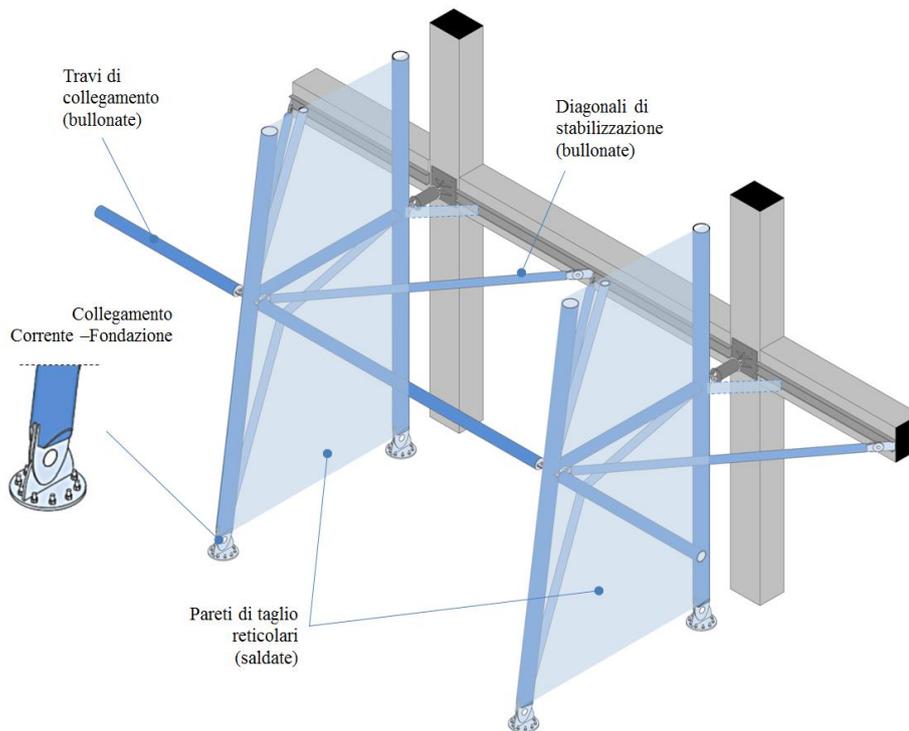


Figura 41: Scelta tipologica (Liv.V): sistemi di trasferimento e stabilizzazione

Nel caso in cui l'esoscheletro sia pensato come sistema integrato, volto quindi a realizzare una ampliamento per addizione laterale e/o ad incrementare anche le prestazioni energetiche, la scelta tipologica prevede la definizione del tipo di solaio e di involucro. In entrambe i casi è consigliabile, per ragioni di compatibilità e di coerenza con la strategia di progetto basata l'impiego di soluzioni leggere e reversibili come ad esempio quelle offerte dai sistemi stratificati a secco. Nell'ambito di tali sistemi sono da prediligere soluzioni concepite per minimizzare le interferenze e le interazioni con il sistema primario delegato all'assorbimento delle azioni sismiche e dei carichi gravitazionali. Sono quindi da preferire involucri flessibili capaci inoltre di consentire, per effetto della deformabilità intrinseca della tamponatura e/o dei dispositivi di collegamento alla struttura, allo stato limite di danno (SLD) spostamenti di interpiano ( $d_{tp}$ ) valutati nel piano dell'involucro, dell'ordine di  $h/100$  (requisito di rigidezza RIG). L'involucro inteso come parte non strutturale deve inoltre essere adeguatamente ammortato alla struttura per evitare allo SLU possibili fenomeni espulsione (requisito di stabilità STA).

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

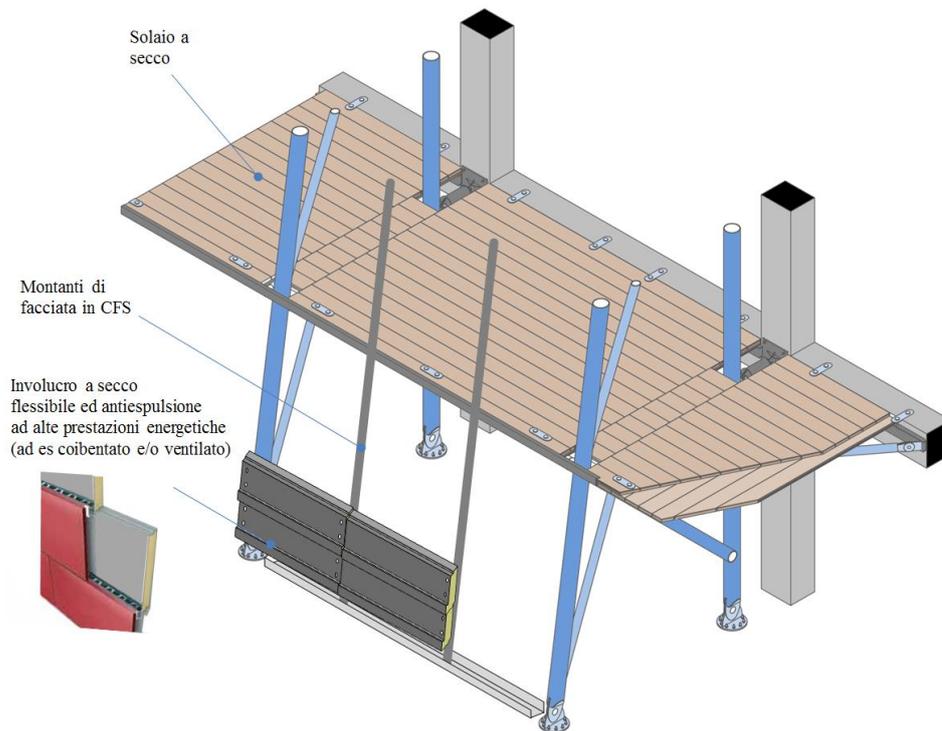


Figura 42: Scelta tipologica (Liv.VI) per esoscheletro integrato: solaio e parti non strutturali

La scelta di adottare un involucro flessibile che minimizzi le interazioni con l'organismo strutturale primario, oltre a rendere più chiari ed affidabili i modelli e le procedure di calcolo, ha l'innegabile vantaggio di disaccoppiare la progettazione strutturale con quella energetica ed impiantistica.

### 3.3.4 Scelta dimensionale

La scelta dimensionale, ovvero della dimensione di primo tentativo da assegnare preliminarmente nella fase di concept (pre-dimensionamento) al sistema e ai suoi elementi componenti, è basata sulla adozione di opportuni rapporti di forma ( $r$ ) desunti dall'esperienza diretta o per analogia strutturale riferita ad applicazioni simili, come ad esempio quelle riportate nel §3.2. I rapporti di forma, che costituiscono una rivisitazione moderna della teoria delle proporzioni, si differenziano in globali se riferiti all'intero sistema e locali se riguardano gli elementi componenti (Figura 43).

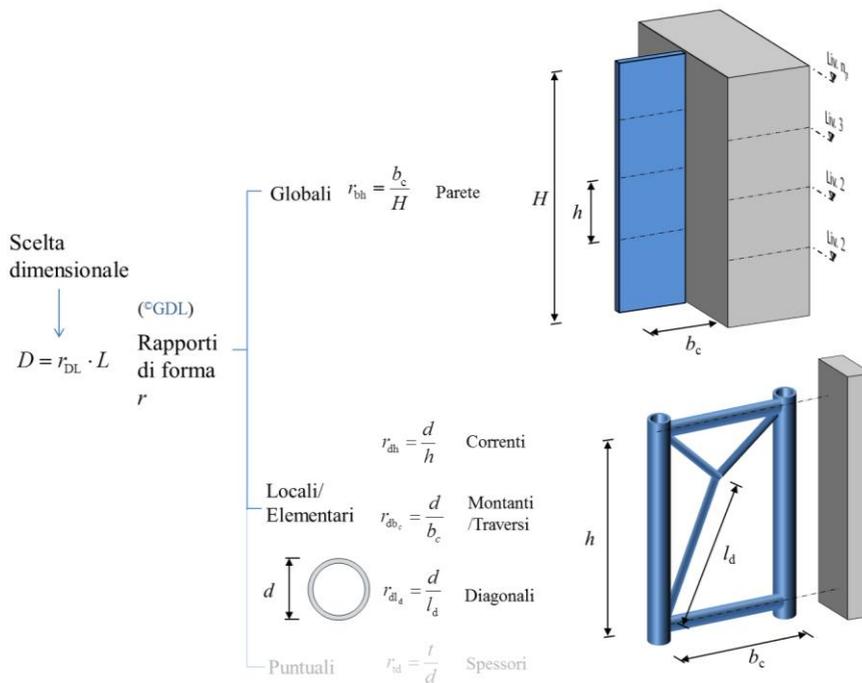


Figura 43: Rapporti di forma e loro definizione

La dimensione complessiva della generica parete di taglio è desunta dai rapporti di forma globali ( $r_{bh}$ ) che mettono in relazione la larghezza alla base ( $b_c$ ) con l'altezza totale ( $H$ ). Questi rapporti come detto in precedenza possono essere desunti dalla letteratura tecnica di settore per schemi su doppio appoggio [Schodeck and Bechthold, 2014, Di Lorenzo et al, 2017] opportunamente modificati, attraverso un coefficiente correttivo ( $\alpha$ ), per tenere conto delle diverse condizioni al contorno (schema statico ed entità delle azioni da assorbire). Il passaggio da travi a mensole reticolari può in prima approssimazione avvenire raddoppiando ( $\alpha=2$ ) i rapporti di forma, osservando che nel caso delle capriate e delle semi-capriate incastrate alla base il modello analogico non è più quello della trave vs mensola ma quello dell'arco vs arco rampante (Figura 44). I risultati ottenuti sono coerenti quelli derivati per analogia strutturale ovvero dal confronto con le realizzazioni esposte nel §3.2, soprattutto nel caso di edifici multipiano dove i valori dei rapporti di forma globali ( $r_{bh}$ ) sono compresi tra 1/8 ed 1/4.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte I: Stato dell'arte e concept

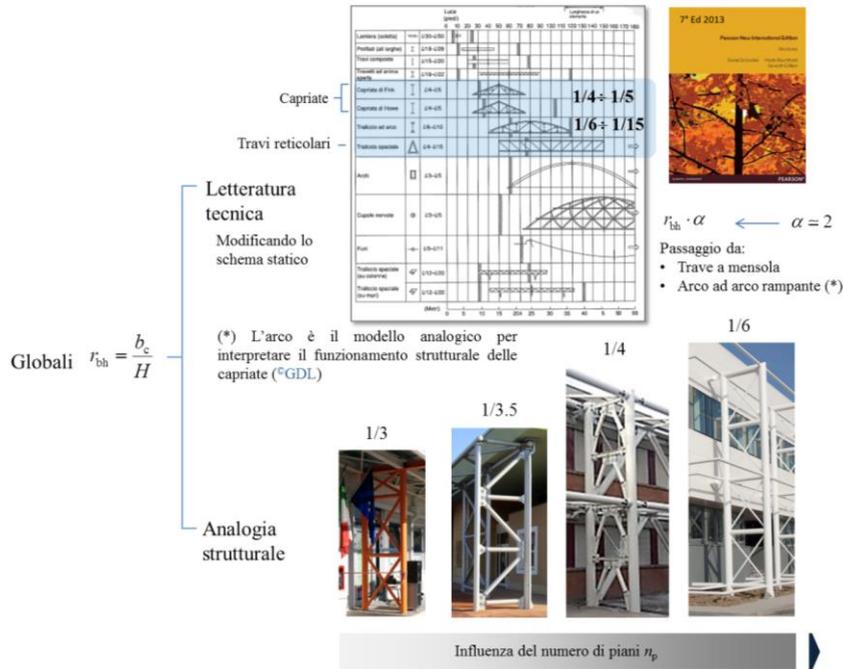


Figura 44: Rapporti di forma globali: analisi dei dati

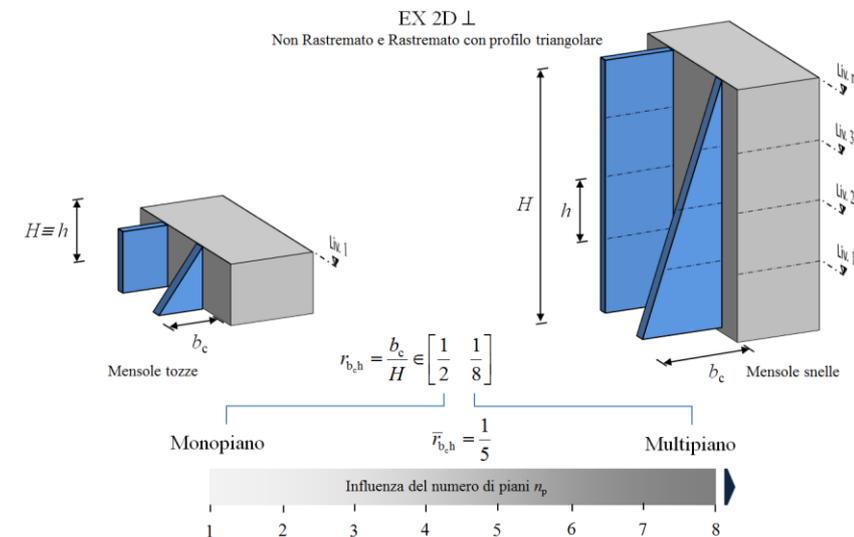


Figura 45: Rapporti di forma globali: valori limite

Per gli edifici monopiano l'esperienza consiglia l'adozione di valori ulteriormente incrementati compresi tra  $\frac{1}{4}$  e  $\frac{1}{2}$  dovuti al comportamento a mensola tozza delle pareti di taglio reticolari. Definito il tipo di profilo (ad es. CHS) i rapporti di forma locale per i correnti ed montanti/traversi possono essere desunti per analogia strutturale, tendo in debita considerazione le limitazioni sulle snellezze globali e locali presenti nelle norme nazionali ed europee per gli elementi compressi. Allo stesso modo per le aste diagonali, nonostante le pareti possano essere progettate come sistemi

non dissipativi, per conferire una adeguata robustezza al sistema è una buona pratica quella di rispettare le limitazioni sulla snellezza normalizzata.

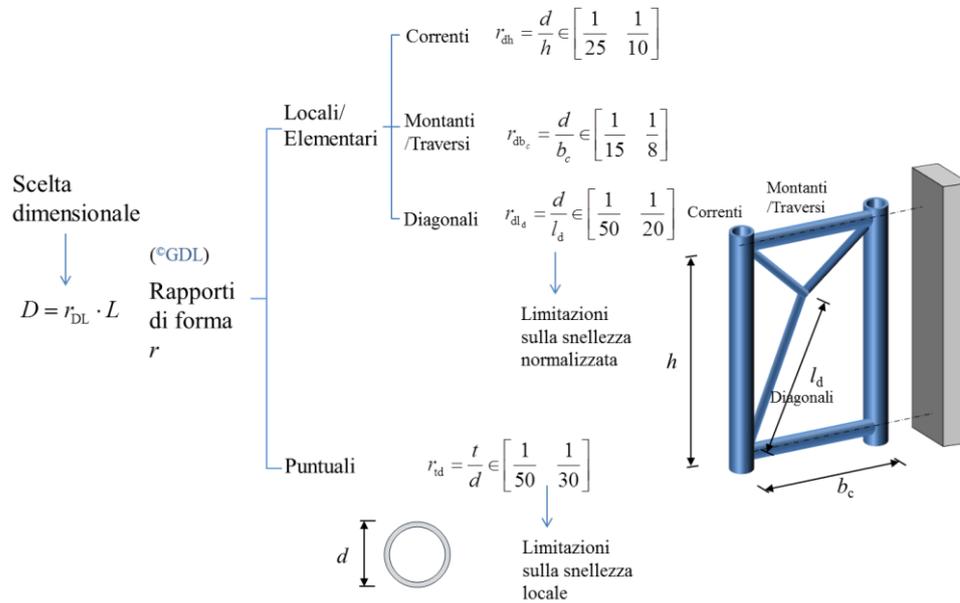


Figura 46: Rapporti di forma locali: valori limite

Definite le dimensioni dei profili cavi CHS è possibile inoltre assegnare degli spessori di primo tentativo attraverso l'utilizzo di rapporti di forma puntuali ( $r_{td}$ ), i quali devono essere conformi e coerente con le limitazioni presenti nelle norme italiani ed europee sulla snellezze locali. Per ragioni di robustezza e durabilità, come discusso nell'ambito della scelta tipologica di Livello V, è conveniente adottare sezioni di classe non superiore alla 2.

### 3.4 Preliminare ottimizzazione strutturale delle pareti reticolari

Lo studio di ottimizzazione è stato eseguito in via preliminare mediante analisi globali lineari eseguite mediante con l'ausilio del metodo agli elementi finiti. Particolare cura è stata dedicata alla definizione del modello analitico che meglio interpreti il reale comportamento delle strutture tubolari saldate. Per le strutture in carpenteria metallica lo studio del comportamento globale è di norma condotto con l'utilizzo di elementi monodimensionali. Un aspetto centrale è in questo caso la corretta modellazione dei nodi che può influire significativamente sulla risposta della struttura. Questo aspetto è particolarmente rilevante per le strutture reticolari tubolari i cui nodi, sebbene siano saldati, non sono irrigiditi. Il regime di sollecitazione dominante, di tipo assiale (primary stresses), nei sistemi reticolari bullonati o saldati, essendo legato all'equilibrio, può essere colto modellando i nodi come cerniere. Questo approccio estremamente semplificato, ed utilizzato oggi giorno principalmente in fase di dimensionamento o validazione manuale dei risultati (analisi di livello 0), risulta conservativo se il sistema reticolare è progettato con assi baricentrici convergenti nei nodi e lunghezza libera di inflessione pari alla distanza tra le cerniere ideali (Korol et al, 1986). Di contro una modellazione con nodi rigidi potrebbe sovrastimare fortemente la valutazione del regime flessionale (secondary stresses) indotto, per congruenza, dalla parziale continuità dei nodi. Inoltre tale approccio può risultare non conservativo per la valutazione degli stati limite di esercizio, sia essi in termini di deformazione che di vibrazione. Al fine di superare le limitazioni connesse alle succitate tecniche di modellazione ovvero stimare il regime secondario e non sopravvalutare la rigidità del sistema è possibile analizzare le strutture reticolari con un modello con corrente continuo e nodi cerniera, inseriti nel modello analitico rilasciando il regime flessionale alla estremità delle diagonali (Wardenier et al, 2008). Questo approccio oltre ad essere fisicamente coerente con i sistemi reticolari, spesso realizzati con correnti continui e aste di parete interrotte, è particolarmente utile per la modellazione delle strutture tubolari realizzate con nodi saldati non irrigiditi localmente, esternamente o internamente, con fazzoletti, diaframmi, nervature.

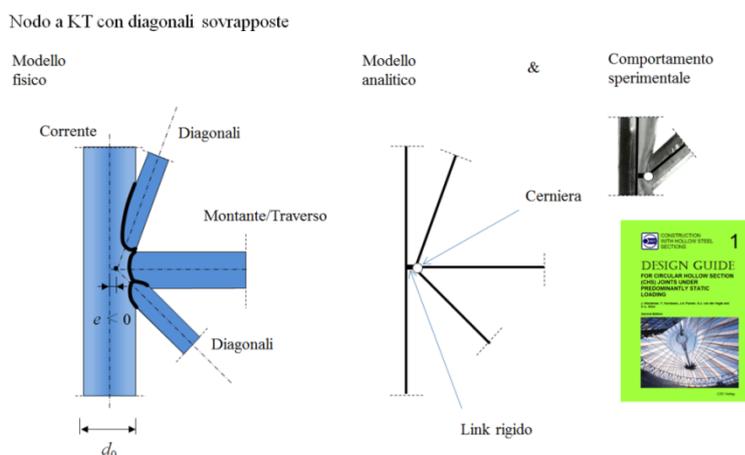


Figura 47: Modellazione fisica ed analitica delle strutture tubolari

Con questa tecnica, inserendo nel sistema opportuni link rigidi, è possibile inoltre modellare il regime secondario prodotto dalla eccentricità presente tra gli assi delle diagonali ed i correnti (momenti parassiti) in nodi con gap o di tipo overlap (Figura 47). Occorre osservare che i momenti parassiti, qualora presenti, andrebbero sempre considerati nella progettazione dei correnti anche per valori della eccentricità positiva inferiori ad  $\frac{1}{4}$  del diametro del diametro ( $d_0$ ) del corrente.

Le fasi dell'ottimizzazione strutturale sono:

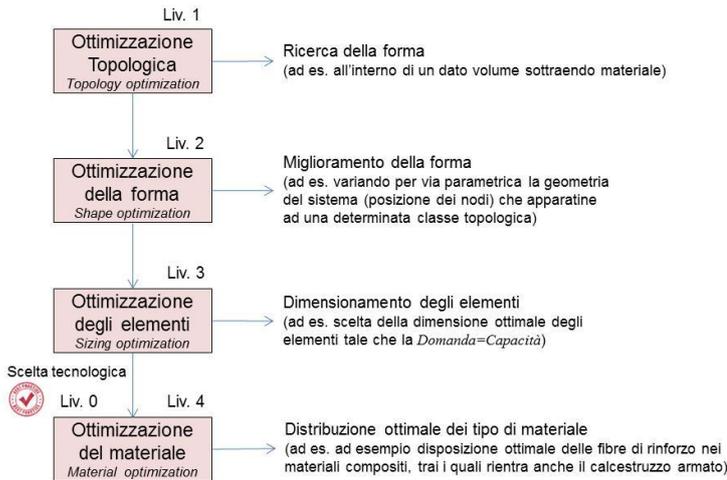


Figura 48: Fasi dell'ottimizzazione strutturale

Nel seguito sono mostrate sinteticamente le procedure e i commenti dei risultati ottenuti dallo studio di ottimizzazione, a valle del quale si propone una procedura di ricerca della forma e della geometria ottimale da assegnare alla parete di taglio reticolare che tenga conto dei vincoli geometrici e di accessibilità che condizionano concept strutturale.

Precedenti studi hanno confrontato diverse tipologie di strutture che posso avere per il miglioramento/adeguamento sismico degli edifici esistenti. In tali studi si è valutata la rigidezza del sistema  $K$  ( $F_h/\Delta_{top}$ : tagliante alla base e lo spostamento in testa della struttura) applicando delle forze statiche ad ogni impalcato seguendo una distribuzione di tipo “triangolare inversa”

$$F_i = F_h \cdot W_i \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j} \quad (\text{NTC, 2018}) .$$

Gli esoscheletri sono stati modellati con colonne passanti, traversi saldati alle colonne determinando un vincolo di semi-incastro, e i diagonali incernierati. Il nodo fondazione-colonna è stato modellato con un vincolo cerniera.

Nel seguito sarà presentato un riassunto del lavoro fatto sull'ottimizzazione topologica e sull'ottimizzazione della forma.

L'ottimizzazione topologica riguarda queste quattro tipologie strutturali:

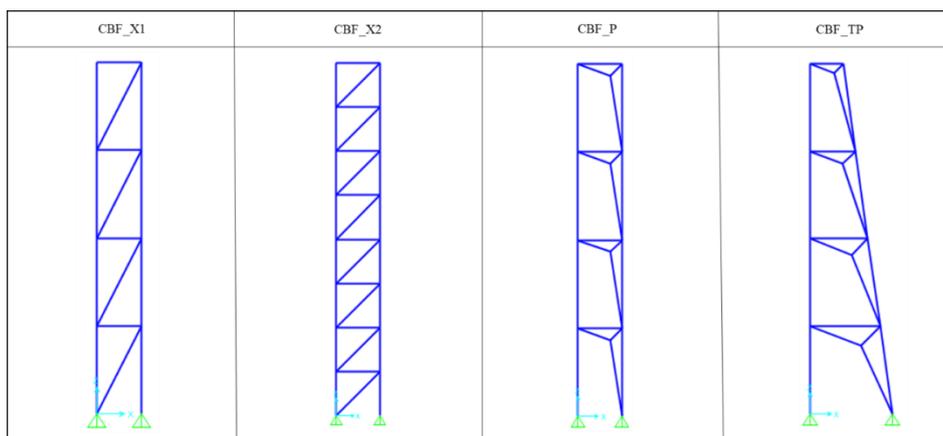


Figura 49: Tipologie strutturali per l'ottimizzazione tipologica

I criteri di valutazione considerati sono stati COSTO, RIGIDEZZA, RESISTENZA, STABILITA'. Quindi facendo variare il numero di piani da 1 a 4, le dimensioni dei correnti e le dimensioni delle diagonali si sono ottenuti dei risultati le cui conclusioni sono state:

“il confronto tra le diverse tipologie evidenzia come la soluzione più performante in termini di rigidezza e resistenza risulti essere l'esoscheletro a croce di S. Andrea con frequenza verticale doppia (X2). Di contro abbiamo che lo stesso (X2) è anche quello più pesante e quindi più costoso, inoltre un'altra problematica da non sottovalutare è che una soluzione di questo tipo non permette il passaggio di persone e cose al suo interno. La soluzione peggiore in termini di rigidezza e resistenza è sicuramente l'esoscheletro a portale zoppo (P), dove si evidenzia come modificando semplicemente l'inclinazione del corrente la soluzione peggiore (P) diventi sicuramente più performante con il vantaggio di consentire il transito delle persone al suo interno e quindi non rappresentare un ostacolo, sia se inserito parallelamente alle facciate per l'apertura di finestre e balconi, sia se inserito ortogonalmente per il passaggio delle persone lungo il perimetro del fabbricato. In conclusione possiamo affermare che anche se la soluzione a portale rastremato zoppo (TP) non risulta essere quella più performante in assoluto, è sicuramente una soluzione valida, tendente alla migliore, giocando sull'inclinazione dei correnti e delle diagonali e allo stesso tempo offre un vantaggio funzionale che le soluzioni più performanti (X1 – X2) non offrono. Questi sono i motivi per cui nei due interventi realizzati, edificio industriale (Ferrara) e scuola Parrozzani, Isola del Gran Sasso (TE), è stata utilizzata la soluzione a portale rastremato zoppo (TP)”.

Si è passati poi all'ottimizzazione della forma della soluzione a portale rastremato zoppo (TP) utilizzando come parametri di progetto:

- Distanza correnti  $b_{ci}$  (mm);
- Inclinazione correnti  $\alpha_{ci}$  (°);

- Inclinazione diagonali  $\gamma_{di}$  (°).

I criteri di valutazione sono stati COSTO, RIGIDEZZA, RESISTENZA, STABILITA'. Le conclusioni sono state: "le pareti CBF con aste di parete configurate a semi-portale (P) possono essere utilmente impiegate per realizzare esoscheletri in acciaio disposti ortogonalmente alla facciata qualora sia richiesta un'addizione laterale dell'edificio. Le diagonali, grazie alla loro elevata inclinazione, consentono infatti di essere attraversate da persone o cose a discapito però delle prestazioni strutturali, soprattutto se paragonate ai sistemi a croce di S. Andrea. Nasce quindi l'esigenza di ottimizzarne il comportamento strutturale agendo su parametri geometrici che ne caratterizzano la forma a livello globale (distanza bc ed inclinazione dei correnti  $\alpha_c$ ) e locale (inclinazione delle diagonali  $\gamma_d$ ). Compatibilmente con le condizioni al contorno (vincoli architettonici ed urbanistici), massimizzata la distanza tra i correnti (fase 1) è possibile ottimizzare la generica parete agendo sull'inclinazione del corrente esterno (fase 2) facendo crescere il più possibile l'angolo fino a consentire il passaggio all'ultimo livello. E' sufficiente in questo caso un angolo di circa 8° (circa il 60% dell'angolo massimo possibile) per ottenere elevate prestazioni in termini di rigidezza e resistenza, riducendo in modo significativo il peso strutturale (anche del 10%). L'ultima fase del processo di ottimizzazione è l'inclinazione delle diagonali che per ragioni strutturali e distributive deve essere più alta nella parte bassa (circa 34°) e più bassa ai livelli superiori (circa 20°)".

Nel caso studio in esame si è pensato di concepire un limite massimo di apertura del sistema di 3,25m e uno minimo di chiusura in testa di 1,5m, ciò significa che  $\alpha_c$  varia tra 0° e 9°. Idealmente si sarebbe potuto incrementare ulteriormente l'inclinazione di  $\alpha_c$  fino ad annullare totalmente l'apertura in testa dell'esoscheletro andando a creare un vero e proprio sistema di puntellamento. Tale soluzione sarebbe stata anche positiva a livello di prestazioni ma non avrebbe garantito il vincolo dell'accessibilità all'ultimo livello dove è stato previsto l'adozione di ballatoi appoggiati sulle travi di collegamento tra gli esoscheletri adiacenti.

Altro parametro importante da controllare è l'inclinazione delle diagonali che hanno contribuito importante nella determinazione della risposta strutturale e di conseguenza della rigidezza del sistema. L'inclinazione è influenzata anch'essa dal vincolo dell'accessibilità, si pensi al fatto che unire i nodi del portale, definito da traversi e colonne, comporterebbe ottenere un classico sistema a croce di S.Andrea che ha ottime prestazioni ma non permette l'accessibilità come già enunciato nel §3.3.3

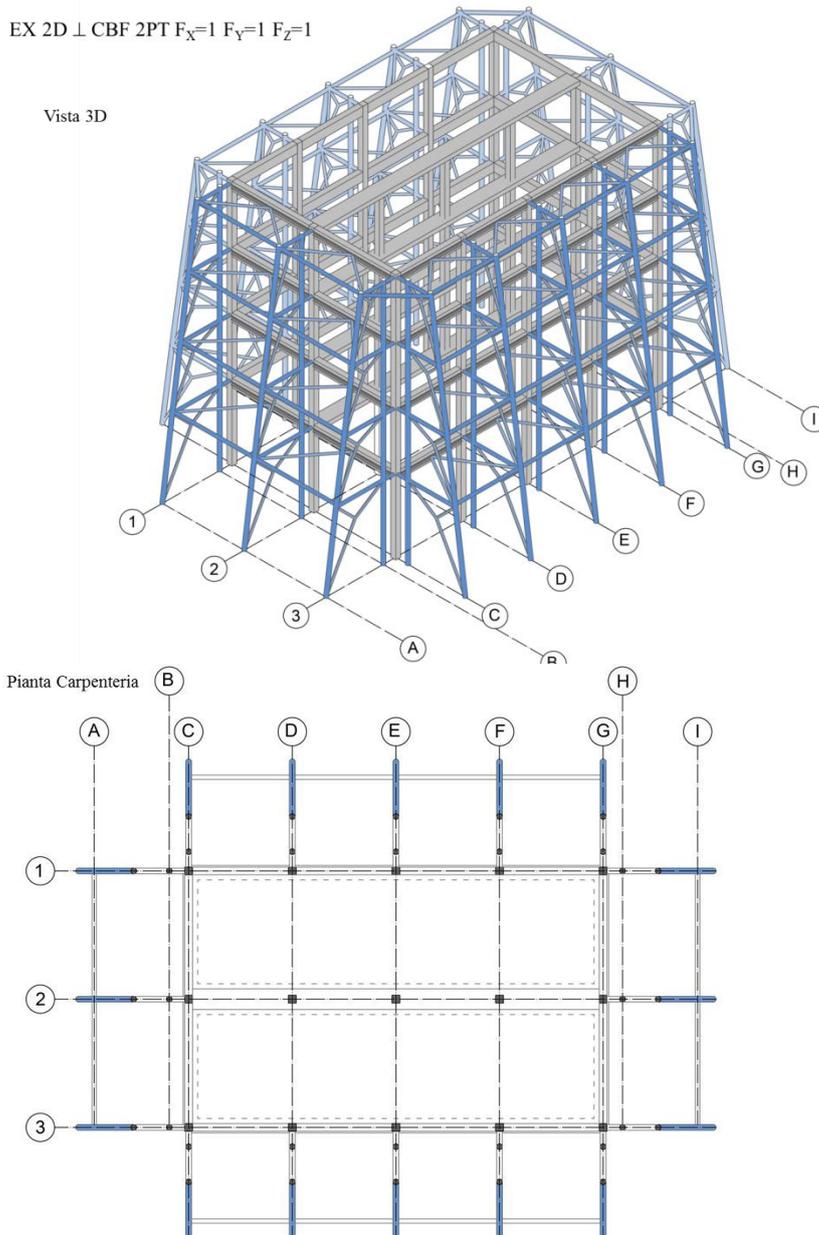
L'ultimo parametro da dover definire quindi è  $\alpha_d$  ovvero l'inclinazione della diagonale che si svincola dal nodo inferiore del portale traversi colonne, mentre la diagonale che si svincola dal nodo superiore in riferimento al corrente inclinato si fissa con un'inclinazione di 45°. Nel caso in esame si è posto  $\alpha_d=21^\circ$  per ogni livello è stato diminuiti di pochi gradi solamente per le soluzioni

più rastremate all'ultimo livello per lasciare un'apertura sufficiente al transito di persone. Tenuto conto dei limiti prima enunciati, la migliore soluzione è quella tale per cui  $\alpha_c=9^\circ$ .

### 3.5 Modello fisico ed elaborati grafici esecutivi del kit-sistema costruttivo

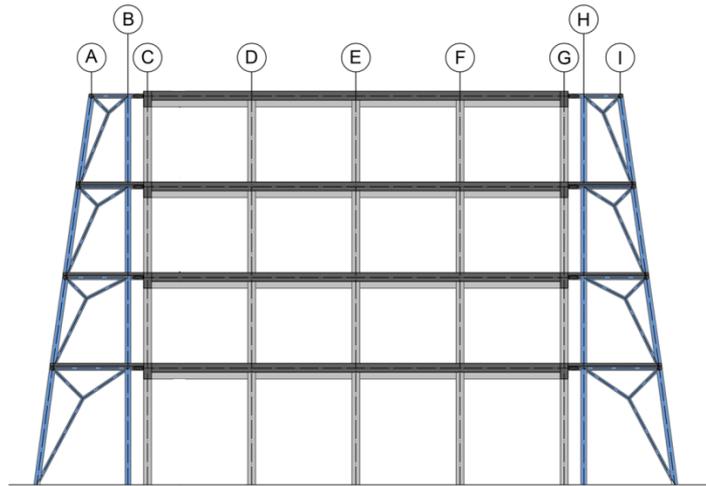
#### 3.5.3 Kit strutturale per edifici multipiano e dettagli costruttivi

EX 2D  $\perp$  CBF 2PT  $F_x=1$   $F_y=1$   $F_z=1$

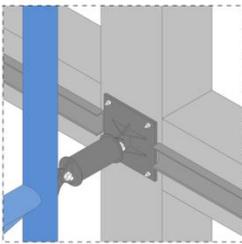


Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

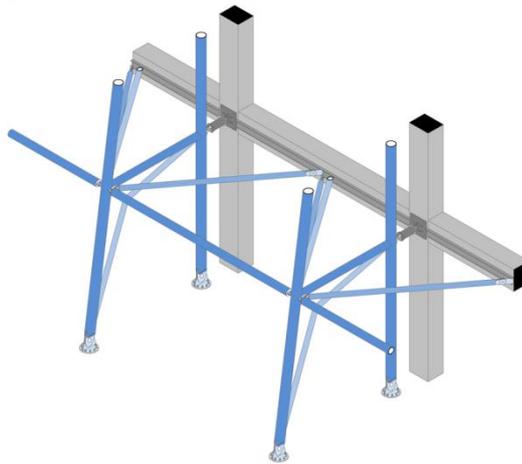
Sezione



Dettaglio costruttivo sistema di trasferimento assiale



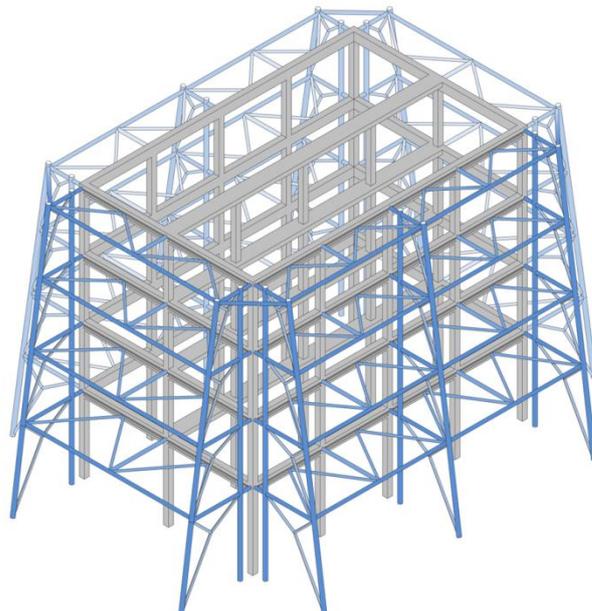
Vista 3D sistema di trasferimento assiale e sistemi di stabilizzazione



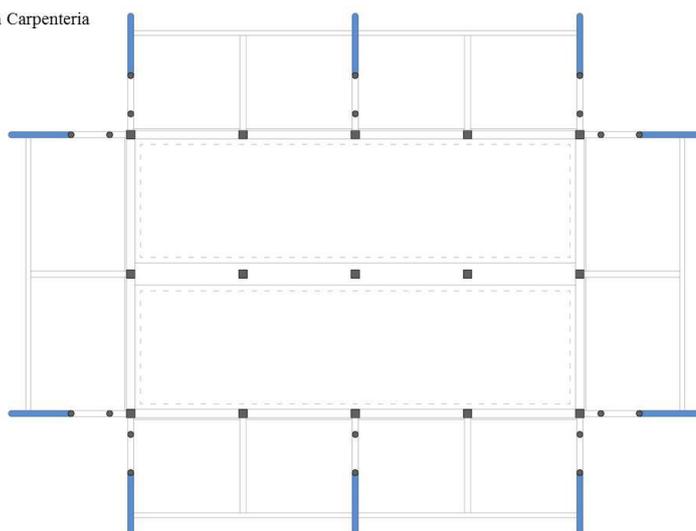
Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept

EX 2D  $\perp$  CBF 2PT  $F_x=0.5$   $F_y=0.5$   $F_z=1$

Vista 3D



Pianta Carpenteria



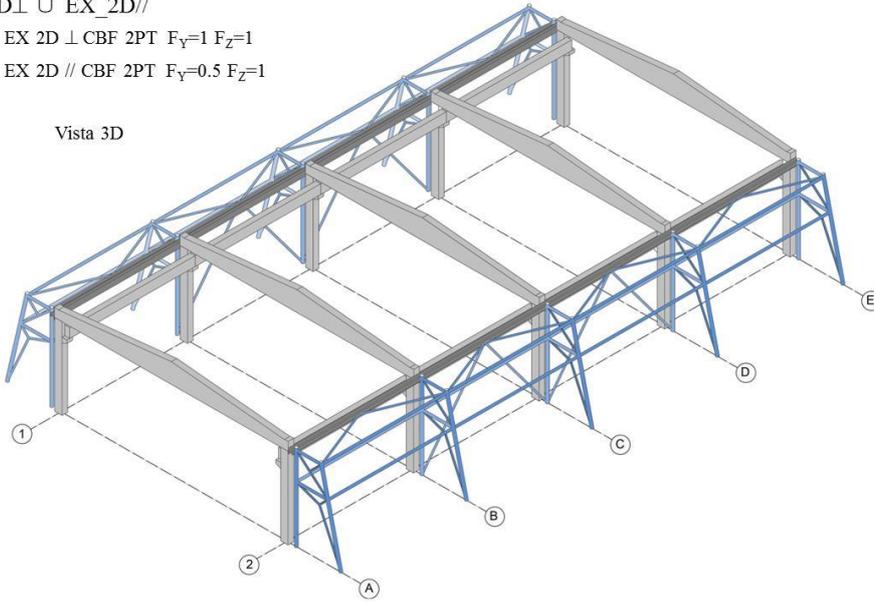
3.5.4 Kit strutturale per edifici monopiano e dettagli costruttivi

EX\_2D $\perp$   $\cup$  EX\_2D//

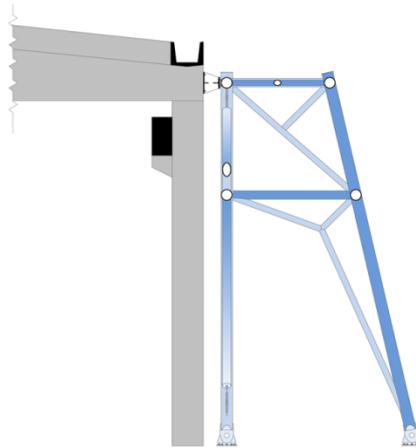
EX 2D  $\perp$  CBF 2PT  $F_Y=1$   $F_Z=1$

EX 2D // CBF 2PT  $F_Y=0.5$   $F_Z=1$

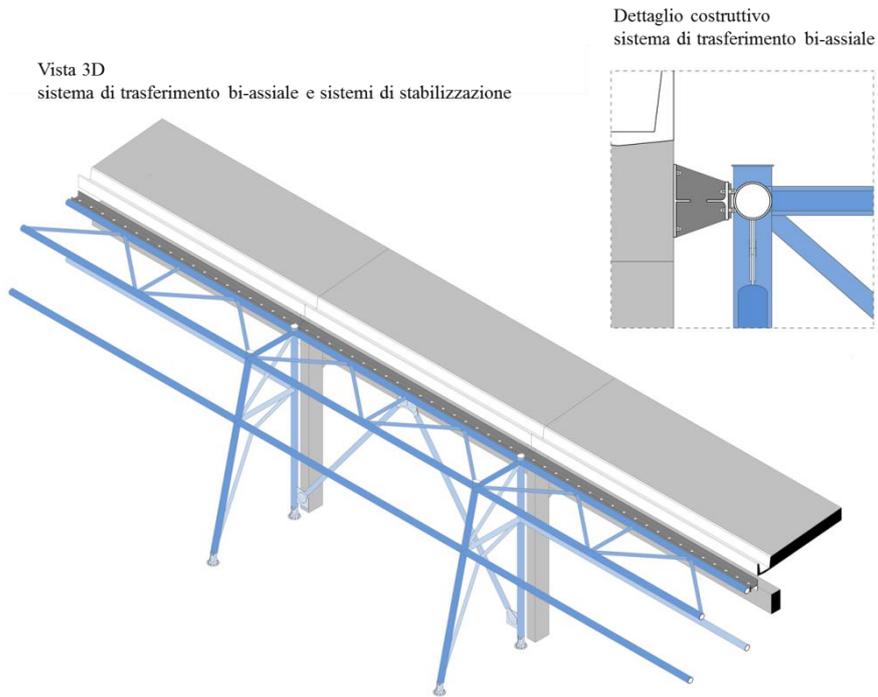
Vista 3D



Sezione

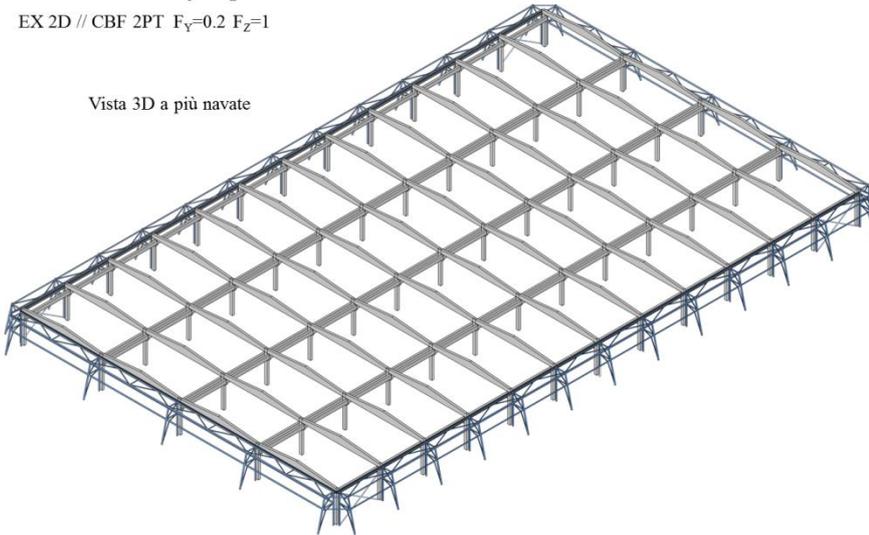


Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte I: Stato dell'arte e concept



EX\_2D $\perp$   $\cup$  EX\_2D//  
EX 2D  $\perp$  CBF 2PT  $F_V=1$   $F_Z=1$   
EX 2D // CBF 2PT  $F_V=0.2$   $F_Z=1$

Vista 3D a più navate



### 3.6 Soluzioni tecnologiche per le fondazioni

La fondazione è quella parte di una struttura a diretto contatto con il terreno, al quale vincola stabilmente la struttura stessa ed al quale trasmette i carichi su di essa agenti. La struttura di fondazione costituisce il necessario elemento di raccordo, ed è appunto concepita per ripartire le sollecitazioni provenienti dall'elevazione su di una superficie sufficientemente grande, da assicurare il rispetto di determinati requisiti.

Questi sono essenzialmente:

- sicurezza rispetto ad un fenomeno di rottura per carico limite del terreno di fondazione;
- limitazione degli spostamenti assoluti e differenziali a valori compatibili con la statica e la funzionalità della sovrastruttura;
- resistenza della struttura di fondazione alle sollecitazioni cui è chiamata a rispondere;
- possibilità di costruire, in modo per quanto possibile agevole e sicuro, la progettata opera di fondazione;

Per soddisfare i requisiti suddetti, il progetto di una fondazione deve tener conto di:

- fattori connessi al terreno di fondazione (costituzione del sottosuolo; natura e caratteristiche dei terreni; presenza e regime delle acque sotterranee; situazioni particolari quali fenomeni franosi o di subsidenza etc.);
- fattori connessi all'opera in progetto (forma in pianta; dimensioni; carichi permanenti ed accidentali; materiali; tipo strutturale);
- fattori ambientali (morfologia del terreno; regime delle acque superficiali; presenza e caratteristiche di altri manufatti o sottoservizi; fattori climatici; azioni sismiche).

Il progetto stesso, di norma, si articola in una successione di fasi che possono essere individuate come segue:

- Indagini, rilievi e prove tendenti alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.
- Determinazione dell'entità e distribuzione dei carichi esercitati dalla sovrastruttura, distinguendo fra carichi fissi, sovraccarichi, carichi dinamici o ciclici;
- Scelta del tipo di fondazione e della profondità del piano di posa;
- Calcolo del carico limite di rottura del complesso terreno-opera di fondazione;
- Analisi del regime di tensioni e deformazioni che consegue all'interazione terreno-fondazione-sovrastuttura sotto l'azione dei carichi di esercizio;
- Studio delle modalità esecutive, quali scavi, abbassamenti della falda, palificazioni, interventi a presidio di strutture adiacenti;
- Piano dei controlli in corso d'opera ed eventualmente del monitoraggio in fase di esercizio;
- Computo metrico e preventivo di spesa, eventualmente anche allo scopo di scegliere fra diverse possibili soluzioni.

Ricordiamo infine che una fondazione si dice superficiale o diretta quando il rapporto tra la profondità del piano di posa  $D$  e la larghezza in pianta  $B$  risulta minore o non molto maggiore dell'unità; si dice profonda quando lo stesso rapporto è molto maggiore dell'unità.

Gli esoscheletri 2d ortogonali non possono fare a meno della fondazione profonda (pali o micropali) o comunque è possibile associare ad essa una fondazione superficiale che funga prevalentemente da trave di collegamento/megaplinto in modo tale che colleghi appunto i due pali presente al di sotto dei correnti della parete dell'esoscheletro. È possibile affidare tutta la resistenza ai pali (in questo caso si agisce a vantaggio di sicurezza) oppure fare una analisi più approfondita, di interazione, tra le due tipologie di fondazioni e distribuire le capacità.

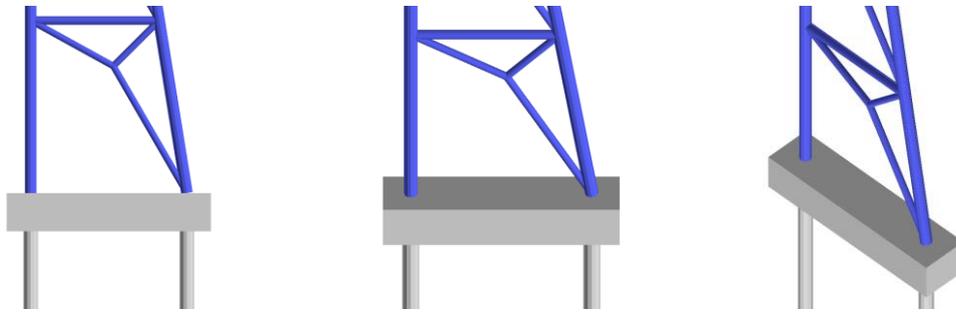


Figura 50: Tipologia di fondazione per esoscheletro

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti:  
Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte II: Metodologia di progetto ed applicazioni

Parte II (II Anno-2020):  
METODOLOGIA DI PROGETTO ED APPLICAZIONI

*By Gianmaria Di Lorenzo et al*

## 4 METODOLOGIA DI PROGETTO DEGLI ESOSCHELETRI 2D ⊥

### 4.1 Obiettivi e livelli prestazionali attesi

La corretta concezione e progettazione degli interventi di retrofit sismico di una costruzione esistente richiede come presupposto indispensabile una attenta analisi delle “carenze”, scaturite a valle della fase conoscitiva e valutativa e la definizione degli “obiettivi” e delle “prestazioni attese” regolamentati in ambito normativo in accordo ai principi del Performance Based Design (PBD).

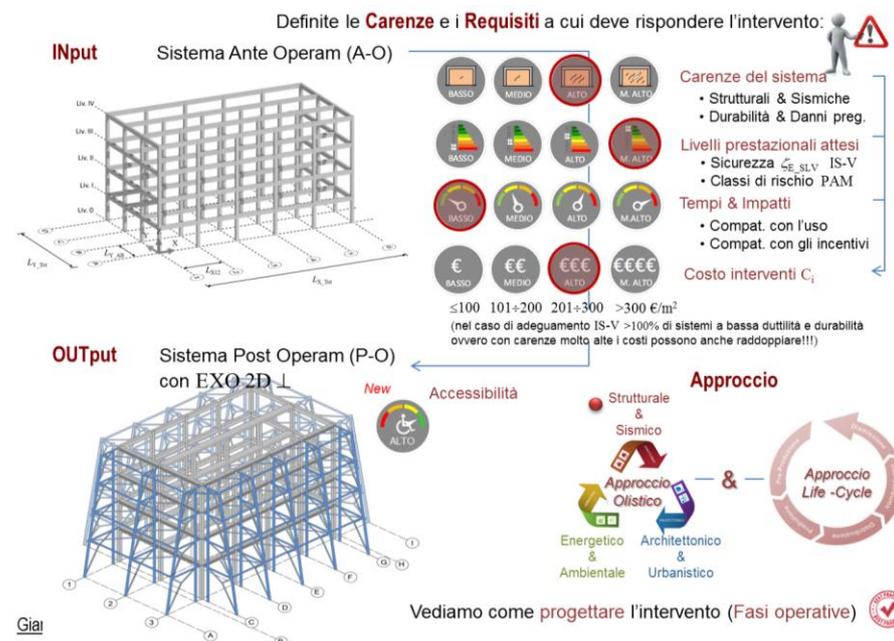


Figura 51- Carenze strutturali e definizione requisiti

L’“obiettivo primario” che si vuole ottenere attraverso l’utilizzo degli esoscheletri è la salvaguardia della vita umana (SLV). Tale obiettivo è in questo caso perseguito attraverso un incremento della portanza alle azioni orizzontali dell’intera costruzione in termini di resistenza e rigidità globale. In particolare, in accordo ai principi del capacity design applicati a livello di sistema, l’esoscheletro deve sacrificarsi in luogo della struttura da proteggere evitandone il danneggiamento prematuro delle parti strutturali (elementi primari). Con riferimento agli edifici esistenti in calcestruzzo armato a bassa duttilità, tipicamente rappresentativi delle famiglie di edifici realizzati Italia prima degli anni ’80 senza alcuna prescrizione sismica, occorre evitare l’attivazione prematura di eventuali meccanismi fragili (rottura dei nodi e/o per taglio di elementi tozzi) e/o meccanismi locali di piano soffice che tipicamente possono caratterizzare la risposta di tali costruzioni. L’incremento di rigidità globale laterale conseguente all’utilizzo di strutture

additive esterne consente inoltre, nell'ipotesi che queste siano adeguatamente ancorate a fondazioni ed impalcati sufficientemente rigidi, un miglioramento degli indicatori di sicurezza di tutti gli stati limite di esercizio ("obiettivo secondario"), sia di danno (SLD) che parzialmente di operatività (SLO). Per questi ultimi occorrerebbe, a rigore, monitorare velocità ed accelerazioni attinte ai diversi piani per evitare il ribaltamento di oggetti e/o la perdita di funzionalità di apparecchiature elettroniche [Petrone et al, 2017]. Dosando opportunamente le rigidezze ai diversi livelli è possibile limitare tali problematiche che spesso rappresentano la principale critica rivolta nei confronti degli interventi globali caratterizzati dall'inserimento di nuovi elementi sismo-resistenti. Infine l'utilizzo per gli esoscheletri dei controventi in acciaio, se correttamente progettati, garantisce un sensibile incremento della duttilità globale [Badoux & Jirsa, 1990; Fukuyama & Sugano, 2000], prerogativa indispensabile per migliorare il livelli di sicurezza anche nei riguardi dello stato limite di collasso (SLC).

Per quanto concerne le prestazioni attese, per manufatti soggetti ad interventi di retrofit (miglioramento e/o adeguamento), i livelli di sicurezza minimi (parametro  $\xi_E$ ) sono definiti a livello nazionale nel Cap.8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018 - NTC2018) che li fissano al variare del tipo di stato limite (SL) e della classe d'uso (coefficiente CU, esposizione) della costruzione. Si ricorda, al riguardo, come le attuali norme tendano (vedi §8.3 NTC2018), ad eccezione della classe d'uso IV, a valutare la sicurezza delle costruzioni esistenti monitorando gli stati limite ultimi (SLU) in termini di salvaguardia della vita (SLV) o alternativamente di collasso (SLC). Fanno eccezione gli edifici strategici per i quali occorre eseguire anche le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) specificate al § 7.3.6 della norma, adottando in questi casi livelli prestazionali ridotti rispetto a quelli stabiliti per le nuove costruzioni. Livelli prestazionali ridotti sono inoltre prescritti per gli SLU. A valle degli interventi di miglioramento, a meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\xi_E$  deve essere comunque non minore di 0,6. Nel presente lavoro di tesi si è approfondito la progettazione degli esoscheletri che portano la struttura post operam ad avere un  $\xi_E = 0,8$ , ovvero un intervento di miglioramento. Per quanto concerne le rimanenti costruzioni di classe III e quelle ordinarie di classe II il valore di  $\xi_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato ( $\Delta\xi_E$ ), rispetto a quello ante-operam, di un valore comunque non minore di 0,1.

Per l'edilizia privata ulteriori limitazioni sulle prestazioni attese sono definite nelle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni (allegato al DM del 28 febbraio 2017 e s.m.i. – Sismabonus) con le quali si tende a favorire la prevenzione del rischio sismico attraverso incentivi fiscali stabiliti sulla base dell'incremento di classe (prestazione associata) ottenuta a valle di interventi di retrofit strutturale. L'approccio utilizzato nelle linee guida considera, contestualmente al rischio associato alla salvaguardia della vita umana (parametro IS-V o indice di sicurezza  $\xi_E$ ), quello dovuto a possibili perdite economiche (parametro PAM o perdita annuale

media attesa) ottenute stimando i danni connessi ai tutti gli stati limite. Sebbene tale parametro non consideri i danni ai contenuti ed agli impianti, ma è normalizzato unicamente al costo di ricostruzione (CR) degli elementi costruttivi, strutturali e non, può comunque essere utilizzato come utile strumento decisionale per la scelta del più appropriato intervento di riabilitazione strutturale [Foraboschi & Giani, 2017a].

Nei precedenti studi sono stati utilizzati entrambe gli approcci per la definizione delle prestazioni attese,  $\xi_E$ -ISV e PAM, rispettivamente per il progetto e la validazione/controllo dell'intervento di miglioramento/adequamento sismico.

Le scelte dei livelli prestazionali richiede come presupposto indispensabile la definizione della vita nominale di progetto dell'intervento di retrofit ( $V_{N,I}$ ) che sebbene non coincida con la "durata biologica" della costruzione è comunque un dato fondamentale per effettuare le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo (ad es. durabilità e fatica) nonché per la definizione della intensità delle azioni sismiche da utilizzare per la valutazione della sicurezza ante-operam e del progetto degli interventi post-operam. Con riferimento a quest'ultimo aspetto la Circolare applicativa alle NTC 2018 chiarisce che (vedi §C.42.4.1), fermo restando la possibilità di definire livelli prestazionali maggiori nei riguardi della durabilità, la valutazione della sicurezza di un'opera esistente dovrà essere eseguita adottando una vita nominale ( $V_N$ ) di 50 anni. Tale valore, infatti, è rappresentativo del livello di sicurezza minimo richiesto dalla norma nei confronti delle azioni sismiche ed assicura la confrontabilità dei risultati ottenuti per diverse costruzioni, indipendentemente dal livello di durabilità che si sarà inteso adottare sulla specifica costruzione. Sulla base della valutazione della sicurezza è possibile inoltre definire la "vita nominale restante" ed il "tempo di intervento  $T_{INT}$ " (vedi Circolare del Capo Dipartimento del 4 novembre 2010: chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche) i cui concetti, basati su considerazioni di carattere economico, sono rivolti alla programmazione degli interventi di retrofit sismico e non a durabilità. Ciò premesso, soprattutto, qualora si adottino interventi "globali" per il miglioramento o l'adequamento sismico, appare conveniente utilizzare per l'analisi dei fenomeni dipendenti dal tempo una vita nominale di progetto dell'intervento ( $V_{N,I}$ ) non inferiore a 50anni, paragonabile a quella adottata per nuove con livelli di prestazioni ordinari

#### **4.2 Stato dell'arte delle procedure di progetto presenti in letteratura**

Il retrofit delle costruzioni esistenti in cemento armato mediante l'inserimento di nuovi elementi sismoresistenti in acciaio, tipicamente controventi tradizionali e/o dissipativi, è una tecnica ampiamente utilizzata con successo in tutto il mondo, anche in zone sismiche a elevata pericolosità. Considerata la diffusione di tale tecnica alcuni autori si sono dedicati alla formulazione di una metodologia di progetto razionale per il dimensionamento di tali interventi. Le metodologie di progetto disponibili in letteratura fanno riferimento, generalmente, a costruzioni

esistenti in cemento armato progettate per soli carichi gravitazionali, tipicamente caratterizzate da telai piani orditi in un'unica direzione. Tale tipologia strutturale è nota come edifici a telai piani paralleli. Nei precedenti studi sono state considerate le metodologie di progetto definite da autori italiani, che fanno riferimento alle costruzioni esistenti in cemento armato tipiche del patrimonio edilizio italiano, cioè edifici residenziali progettati per soli carichi gravitazionali, tipicamente con strutture a telai piani paralleli. Tali procedure sono definite per il dimensionamento di interventi consistenti nell'inserimento di controventi in acciaio tradizionali e/o dissipativi, tuttavia costituiscono la base per la definizione di una metodologia di progetto razionale per la progettazione degli esoscheletri. Le metodologie considerate si inquadrano nel metodo N2 proposto da Peter Fajfar, attualmente utilizzato dai professionisti per la valutazione della vulnerabilità sismica delle costruzioni esistenti in quanto esso costituisce il metodo proposto dalle normative vigenti sia a livello nazionale che europeo. La metodologia proposta da Faella et al., 2004, consente di calcolare la rigidezza laterale globale del sistema di controventamento costituito da controventi tradizionali, affinché lo spostamento richiesto allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sia pari a un prefissato spostamento target scelto in funzione del livello prestazionale atteso. Nell'articolo, tale spostamento viene scelto come lo spostamento capace della struttura allo stato di fatto. Operativamente si calcola la rigidezza laterale globale della struttura nell'ipotesi di uguaglianza degli spostamenti, affinché lo spostamento richiesto coincida con il prefissato spostamento di target. Nell'applicazione del Metodo N2 nel formato del Metodo dello Spettro di Capacità (CSM) la procedura per il calcolo della rigidezza globale laterale è suscettibile di una semplice interpretazione grafica. Conoscendo la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto è possibile conoscere l'incremento di rigidezza necessario, cioè la rigidezza globale laterale del sistema di controventamento. La procedura di progetto proposta da Faella et al., 2004 è riassunta nel diagramma di flusso in Figura 52.

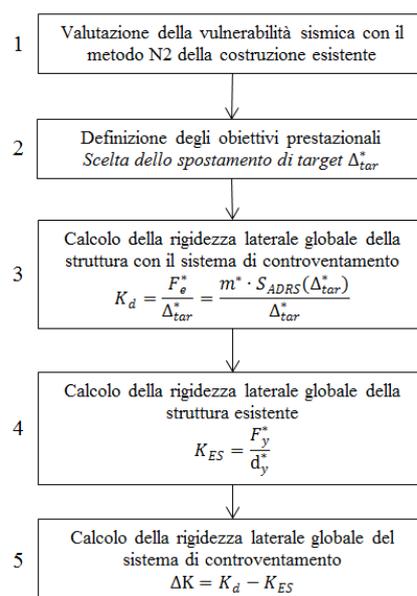


Figura 52: Diagramma di flusso della metodologia di progetto proposta da Faella *et al.*, 2004

Gli autori suggeriscono anche di individuare più spostamenti di target, uno per ciascuno stato limite e considerare quello che conduce alla soluzione più restrittiva. Gli stessi autori propongono anche un'altra metodologia, considerabile come un perfezionamento della stessa, in cui come grandezze di progetto oltre alla rigidezza laterale globale del sistema di controventamento si considera anche la resistenza globale (Faella, et al., 2008). Quest'ultima metodologia di progetto è stata formulata dagli autori per interventi di retrofit consistenti nell'aggiunta di sistemi di controventamento ed eventualmente di interventi locali (i.e. uso di FRP); in particolare gli autori ipotizzano che l'aggiunta del sistema di controventamento non modifica la capacità in spostamento della struttura allo stato di fatto e che questa possa essere incrementata solo mediante interventi locali. La metodologia, inoltre, introduce l'impiego diretto degli indici di vulnerabilità allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV),  $\alpha_u$ , e stato limite di danno (SLD),  $\alpha_e$ , dai quali dipendono le grandezze di progetto considerate. La metodologia è applicabile anche in caso di interventi di retrofit consistenti nella sola aggiunta di sistemi di controventamento. La procedura così proposta dagli autori consente di calcolare la rigidezza laterale globale del sistema di controventamento in relazione al superamento dello stato limite di danno (SLD), calcolando pertanto una rigidezza laterale "minima" di tale sistema. La procedura si propone altresì di valutare una rigidezza laterale "massima", valutata nei riguardi dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), in maniera concettualmente identica alla procedura descritta in Faella et al., 2004. La metodologia proposta, inoltre, impone di considerare la resistenza globale minima affinché la struttura si comporti elasticamente allo stato limite di danno (SLD). Al fine di scegliere una soluzione progettuale nell'intervallo così determinato, gli autori propongono l'applicazione di una funzione di costo. La

procedura di progetto proposta da Faella et al., 2008 è riassunta nel diagramma di flusso in Figura 53.

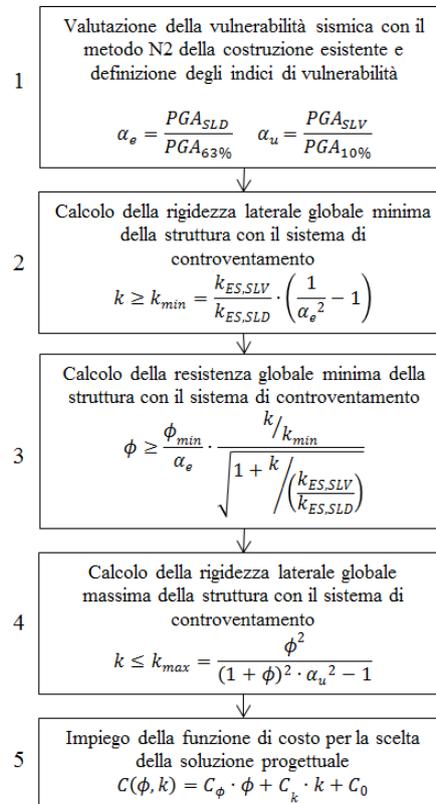
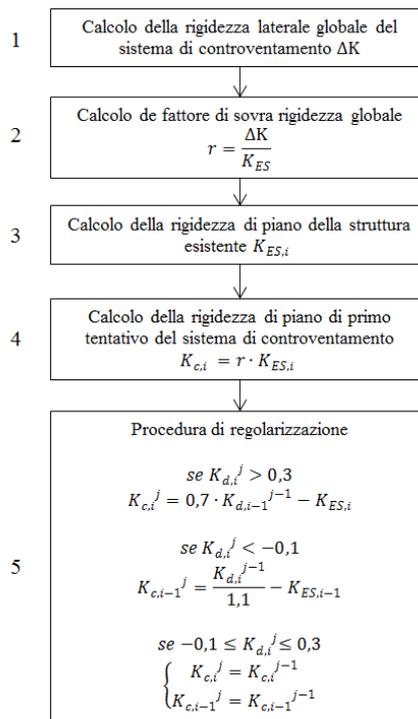


Figura 53: Diagramma di flusso della metodologia di progetto proposta da Faella *et al.*, 2008

Ponzo *et al.*, 2010 propongono una metodologia per il dimensionamento di controventi in acciaio dissipativi, che considera come grandezze di progetto la rigidezza laterale, la resistenza e la duttilità globali del sistema di controventamento, così come i valori locali di piano, delle tre grandezze. La metodologia prevede la definizione dell'obiettivo prestazionale di progetto in termini di spostamento di target della struttura allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) dopo l'intervento di retrofit. In particolare, viene riconosciuta, a seconda della definizione di tale spostamento, la possibilità di mantenere la struttura esistente in campo elastico ovvero di sfruttarne in parte o completamente le risorse plastiche disponibili. La metodologia, più articolata di quelle proposte da Faella *et al.*, prevede una procedura iterativa e non è adattabile al caso di controventi in acciaio tradizionali. Particolarmente interessante, tuttavia, è il metodo proposto per il calcolo delle rigidezze laterali di piano nota la rigidezza laterale globale, aspetto fondamentale dal punto di vista operativo. Il metodo proposto prevede la distribuzione della rigidezza laterale globale a ciascun piano in maniera proporzionale al rapporto di sovrarigidezza globale, definito come il rapporto tra la rigidezza laterale globale del sistema di controventamento e la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto. Successivamente, tale distribuzione di primo tentativo,

può essere modificata mediante una procedura iterativa al fine di rendere la struttura regolare in elevazione, ad esempio in accordo al Cap.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018 - NTC2018). Gli autori segnalano che se la struttura esistente è particolarmente irregolare la procedura di regolarizzazione potrebbe determinare una rigidezza globale significativamente maggiore di quella calcolata strettamente necessaria, pertanto in tal caso, potrebbe risultare opportuno ridurre in maniera omogenea e controllata le rigidezze laterali di piano. La procedura di progetto proposta da Ponzo *et al.*, 2008, relativamente alla distribuzione della rigidezza globale, è riassunta nel diagramma di flusso in Figura 54.



§ 7.2.1 NTC 2018

Figura 54: Diagramma di flusso della metodologia di progetto proposta da Ponzo *et al.*, 2010 relativamente alla distribuzione della rigidezza globale

### 4.3 Metodologia proposta per il progetto degli Esoscheletri 2D⊥ e del sottosistema portante di fondazione

L'adozione degli esoscheletri è un mezzo per il retrofit di edifici esistente di abbastanza successo, da come si è visto il suo utilizzo è abbastanza ampio, pertanto in questo paragrafo si vuole descrivere una possibile metodologia per il loro progetto. Questa metodologia parte con lo studio e l'analisi dell'edificio esistente allo scopo di estrapolare il suo comportamento e di conseguenza le criticità in esso. L'analisi eseguita è una statica non lineare, una volta note le informazioni riguardanti l'edificio esistente si studia la progettazione del sistema di retrofit. Questa attività è stata suddivisa in cinque fasi (figura seguente) descritte sinteticamente di seguito.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte II: Metodologia di progetto ed applicazioni

La metodologia di progetto utilizzata per la progettazione del sistema esoscheletro si articola in cinque fasi come esposto nella figura seguente:

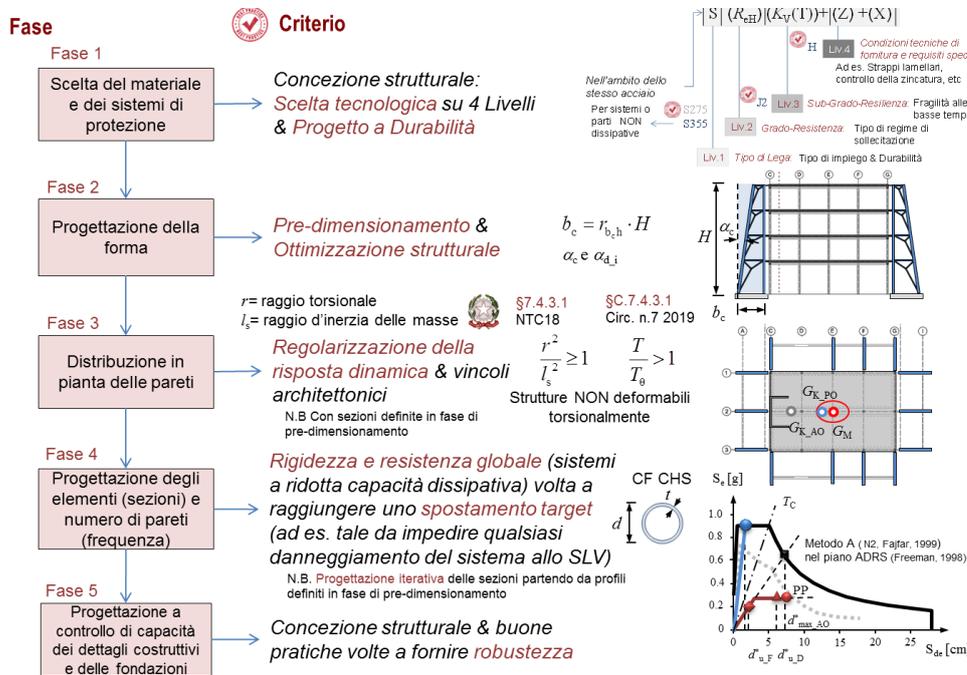


Figura 55: Fasi della metodologia di progetto

*Fase uno: Scelta del materiale e dei sistemi di protezione*

La fase di partenza, per poter progettare il sistema di esoscheletri, riguarda ovviamente la scelta del tipo di acciaio e di conseguenza del sistema di protezione da adottare per garantire durabilità al sistema.

*Fase due: Progettazione della forma*

Si ottimizza la forma degli esoscheletri, questa fase è stata descritta nel §3.3.3 e §3.3.4. L'ottimizzazione è funzione del tipo di edificio al quale si vogliono applicare gli esoscheletri, delle caratteristiche che si vogliono dare al sistema, e dei vincoli urbanistici ed architettonici.

*Fase tre: Distribuzione in piante delle pareti*

Le strutture dotate di rigidità e/o resistenza torsionale basse sono deformabili torsionalmente; per tali tipologie strutturali occorre evitare o limitare, quanto più possibile, le eccentricità tra il centro di massa (CM) ed il centro della rigidità (CR), in quanto l'attivazione di modi di vibrare torsionali può provocare amplificazioni significative degli effetti legati all'azione sismica (Circolare, 2019).

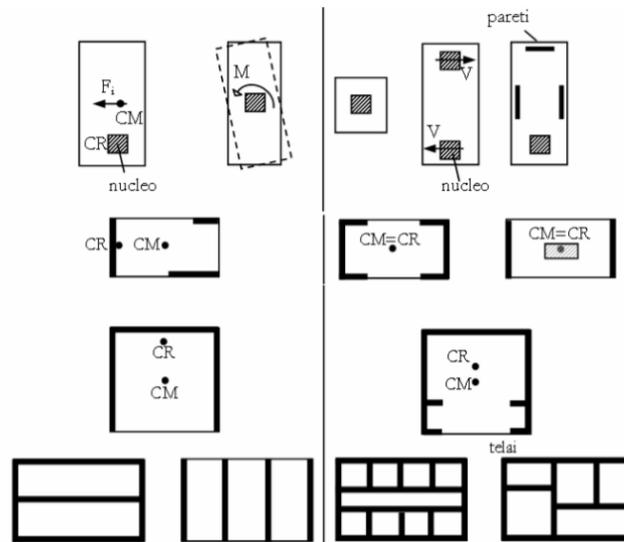


Figura 56: CM vs CR

Per regolarizzare la risposta dinamica della struttura, la disposizione in pianta degli esoscheletri gioca un ruolo importante, buona pratica per avvicinare centro di massa e di rigidezza è disporre i sistemi sismo resistenti in maniera molto centrifugata e ben distribuita in entrambe le direzioni (orizzontale e verticale). Gli esoscheletri vengono disposti lungo il perimetro dell'edificio e questo favorisce la centrifugazione delle rigidezze, sarà importante quindi disporli in maniera equa nelle due direzioni.

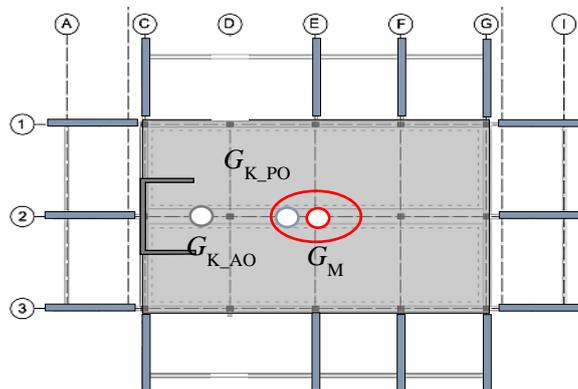


Figura 57- Esempio distribuzione in pianta esoscheletri e della influenza sulla riduzione dell'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze

Bisogna definire il numero di esoscheletri e la loro distribuzione in pianta tenendo bene in mente l'obiettivo di ridurre la torsio-deformabilità dell'edificio. Un edificio non è torsio-deformabile se

- $r^2/l_s^2 < 1$  (NTC, 2018)

$r^2$  = raggio torsionale al quadrato

$l_s^2$  = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare  $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$

In alternativa, per semplificare, si può considerare l'indicazione della *Circolare n.7 2019*

- $\Omega = \frac{T}{T_\theta} > 1$  (Circolare, 2019)

T=periodo traslazionale disaccoppiato

$T_\theta$ = periodo torsionale disaccoppiato

Per la configurazione di distribuzione in pianta bisogna anche tenere in mente i limiti architettonici e la possibilità di ancorare gli esoscheletri all'edificio. La cosa migliore è quella di poter collegare l'esoscheletro in corrispondenza del pilastro e posizionare il collegamento nei nodi. Nulla vieta di collocare l'esoscheletro in altre posizioni ed ancorare il sistema nelle travi, in tal caso il problema è rappresentato dalla possibilità di andare ad interferire con aperture dell'edificio (finestre, balconi...). Da come si evince, quindi bisogna tenere in considerazione diverse variabili che entrano in gioco nella scelta della distribuzione degli esoscheletri in pianta.

#### *Fase quattro: Progettazione degli elementi (sezioni) e numero di pareti (frequenza)*

In questa fase si determina rigidità e resistenza globale volta a raggiungere uno spostamento target, in particolar modo la metodologia si inquadra nel Metodo N2, pertanto in linea con le prescrizioni delle normative vigenti, ed è basata sulle procedure formulate da Faella et al., 2004 e Ponso et al., 2010. La metodologia si applica alla progettazione degli esoscheletri costituiti da sistemi di controventamento in acciaio tradizionali, cioè privi di dispositivi di dissipazione. La metodologia prevede una prima fase valutativa della vulnerabilità sismica della costruzione esistente, dopodiché è necessario stabilire gli obiettivi prestazionali attesi della struttura successivamente all'intervento di retrofit e definire operativamente uno spostamento di target coerente con il livello prestazionale desiderato. La scelta dello spostamento target è una fase cruciale in quanto e a seconda del livello prestazionale può essere effettuata nei riguardi di un certo stato limite. È utile per i casi reali fissare lo spostamento di target nei riguardi dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), decidendo di mantenere la struttura esistente in campo elastico o di sfruttarne in parte o completamente le risorse plastiche disponibili. Operativamente, considerando lo spostamento di snervamento  $d_y^*$  dell'oscillatore equivalente a un grado di libertà è possibile fissare lo spostamento di target  $\Delta_{tar}^* \leq d_y^*$  se si intende mantenere la struttura esistente in campo elastico o  $d_y^* \leq \Delta_{tar}^* \leq d_u^*$ , con  $d_u^*$  spostamento capace allo stato di fatto, se si intende sfruttare le risorse plastiche della struttura esistente. Il caso di struttura esistente in campo elastico è da intendersi qualitativo, poiché riferito al comportamento complessivo della struttura, che si mantiene globalmente elastica; la scelta è infatti effettuata in base allo spostamento di snervamento

$d_y^*$  dell'oscillatore equivalente, pertanto a meno di fissare lo spostamento di target particolarmente lontano dallo spostamento di snervamento  $d_y^*$  dell'oscillatore equivalente a un grado di libertà, non si possono escludere impegni plastici localizzati negli elementi della struttura. Successivamente alla definizione dello spostamento di target, si valuta la rigidezza laterale globale della struttura dotata di esoscheletro  $K_d$ , come:

$$K_d = \frac{F_e^*}{\Delta_{tar}^*} = \frac{m^* \cdot S_{ADRS}(\Delta_{tar}^*)}{\Delta_{tar}^*}$$

dove  $\Delta_{tar}^*$  è lo spostamento di target

$F_e^*$  è la forza elastica corrispondente allo spostamento di target  $\Delta_{tar}^*$

$m^*$  è la massa equivalente dell'oscillatore a un grado di libertà (SDOF)

$S_{ADRS}$  è l'accelerazione spettrale elastica;

Il calcolo è effettuato nell'ipotesi che la massa equivalente del sistema a un grado di libertà (SDOF),  $m^*$ , prima e dopo l'intervento di retrofit risulti invariata, e che risultino invariati i coefficienti di partecipazione modale. Inoltre, poiché la costruzione esistente dotata di esoscheletro reagisce globalmente alle azioni orizzontali come un sistema costituito dall'accoppiamento in parallelo della costruzione esistente e dell'esoscheletro, il calcolo della rigidezza laterale globale della struttura dotata di esoscheletro  $K_d$  è rigorosamente valido nell'ipotesi in cui lo spostamento di snervamento dell'esoscheletro sia coincidente con lo spostamento di snervamento della costruzione esistente. Quando tale ipotesi viene disattesa, come frequentemente accade nei casi reali, il calcolo della rigidezza laterale globale della struttura dotata di esoscheletro  $K_d$  fornisce un valore sovrastimato. Assumendo un legame globale forza-spostamento di tipo elastoplastico sia per la costruzione esistente che per l'esoscheletro, il sistema risultante costituito dall'accoppiamento in parallelo è caratterizzato da un legame forza-spostamento trilineare. Poiché la relazione R- $\mu$ -T a cui si fa riferimento è valida per legami di tipo elastoplastico, occorre necessariamente sostituire al legame trilineare un legame elastoplastico equivalente, caratterizzato da una rigidezza laterale che risulta minore di quella calcolata con il precedente rapporto, che fornisce invece la rigidezza del primo tratto del legame trilineare; la rigidezza del legame elastoplastico equivalente, pertanto, dipende anche dalle resistenze della costruzione esistente e dell'esoscheletro. Nel caso in cui lo spostamento di snervamento dell'esoscheletro e lo spostamento di snervamento della costruzione esistente siano coincidenti, il legame trilineare degenera in un legame elastoplastico e la cui rigidezza coincide con quella del primo tratto del legame trilineare valutata con la precedente equazione.

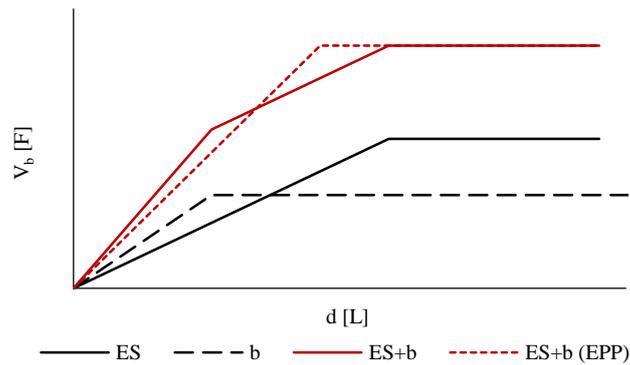


Figura 58: Legame forza-spostamento. ES: costruzione esistente, b: esoscheletro, ES+b: costruzione esistente dotata di esoscheletro (legame trilineare), ES+b (EPP): costruzione esistente dotata di esoscheletro (legame elastoplastico equivalente)

La rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto  $K_{ES}$ , può essere calcolata come

$$K_{ES} = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

Dove:  $F_y^*$  è la forza di snervamento dell'oscillatore a un grado di libertà

$d_y^*$  è lo spostamento di snervamento dell'oscillatore a un grado di libertà;

Da cui è possibile calcolare la rigidezza laterale globale dell'esoscheletro  $\Delta K$

$$\Delta K = K_d - K_{ES}$$

Dove:  $K_d$  è la rigidezza laterale globale della struttura dotata di esoscheletro

$K_{ES}$  è la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto;

La rigidezza laterale globale dell'esoscheletro è distribuita a ciascun piano in maniera proporzionale al rapporto di sovra rigidezza globale,  $r$ , definito come il rapporto tra la rigidezza laterale globale dell'esoscheletro e la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto

$$r = \frac{\Delta K}{K_{ES}}$$

Dove:  $\Delta K$  è la rigidezza laterale globale dell'esoscheletro

$K_{ES}$  è la rigidezza laterale globale della struttura allo stato di fatto;

Le rigidezze di piano dell'esoscheletro  $K_{c,i}$  si calcolano in maniera proporzionale ad  $r$

$$K_{c,i} = r \cdot K_{ES,i}$$

Dove:  $r$  è il fattore di sovra rigidezza globale

$K_{ES,i}$  è la rigidezza di piano della struttura allo stato di fatto;

Le rigidezze di piano della struttura allo stato di fatto  $K_{ES,i}$  si ricavano dal rapporto tra il taglio di piano e lo spostamento interpiano valutati con un'analisi statica non lineare per uno spostamento di testa (punto di monitoraggio) corrispondente all'intersezione tra la curva di capacità della struttura esistente e la curva bilinearizzata dell'oscillatore a un grado di libertà equivalente. La distribuzione delle rigidezze di piano del sistema di controventamento esposta è da intendersi

come di primo tentativo, poiché essendo proporzionale a ciascun piano a un unico coefficiente, questa conserva i caratteri di regolarità della struttura esistente. È possibile dunque modificare tale distribuzione applicando una procedura di regolarizzazione, al fine di rendere regolare in elevazione la struttura con l'intervento di retrofit secondo i criteri definiti al Cap.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018 - NTC2018), in cui viene definita regolare la struttura in cui la rigidezza di piano non si riduce, da un piano a quello sovrastante, più del 30% e non aumenta più del 10%.

$$\begin{aligned}
 & \text{se } K_{d,i}^j > 0,3 \\
 K_{c,i}^j &= 0,7 \cdot K_{d,i-1}^{j-1} - K_{ES,i} \\
 & \text{se } K_{d,i}^j < -0,1 \\
 K_{c,i-1}^j &= \frac{K_{d,i}^{j-1}}{1,1} - K_{ES,i-1} \\
 & \text{se } -0,1 \leq K_{d,i}^j \leq 0,3 \\
 & \begin{cases} K_{c,i}^j = K_{c,i}^{j-1} \\ K_{c,i-1}^j = K_{c,i-1}^{j-1} \end{cases}
 \end{aligned}$$

dove  $j$  numero di iterazioni necessarie per la convergenza, pari al massimo ad  $n$

$K_{d,i}$  è la rigidezza di piano della struttura con l'intervento di retrofit

$K_{c,i}$  è la rigidezza di piano del sistema di controventamento

$K_{ES,i}$  è la rigidezza di piano della struttura esistente;

In caso di struttura esistente particolarmente irregolare, tale procedura può condurre a una rigidezza laterale globale significativamente maggiore di quella strettamente necessaria. In questi casi può risultare opportuno ridurre in maniera omogenea le rigidezze di piano al fine di contenere i costi dell'intervento. Si ricorda, tuttavia, che per strutture particolarmente irregolari l'applicazione del Metodo N2 è inopportuna, pertanto in tali casi è necessario prediligere l'applicazione di metodologie di calcolo più approfondite.

Definite le rigidezze di piano dell'esoscheletro necessarie a garantire gli obiettivi prestazionali prescelti, è possibile dimensionare gli elementi strutturali principali e secondari, applicando le regole di gerarchia delle resistenze in accordo alle indicazioni del Cap.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018 - NTC2018). Poiché l'impiego degli esoscheletri comporta un aumento di rigidezza e resistenza della struttura esistente, ciò implica un aggravio delle sollecitazioni negli impalcati, per i quali occorre effettuare una verifica di resistenza per scongiurare la necessità di costosi ed invasivi interventi di consolidamento degli orizzontamenti. Poiché la metodologia proposta è basata su ipotesi semplificative e poiché essa considera come unica grandezza di progetto la rigidezza laterale globale e locale, successivamente alla definizione di una soluzione progettuale, è necessaria l'applicazione di una procedura di validazione.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte II: Metodologia di progetto ed applicazioni

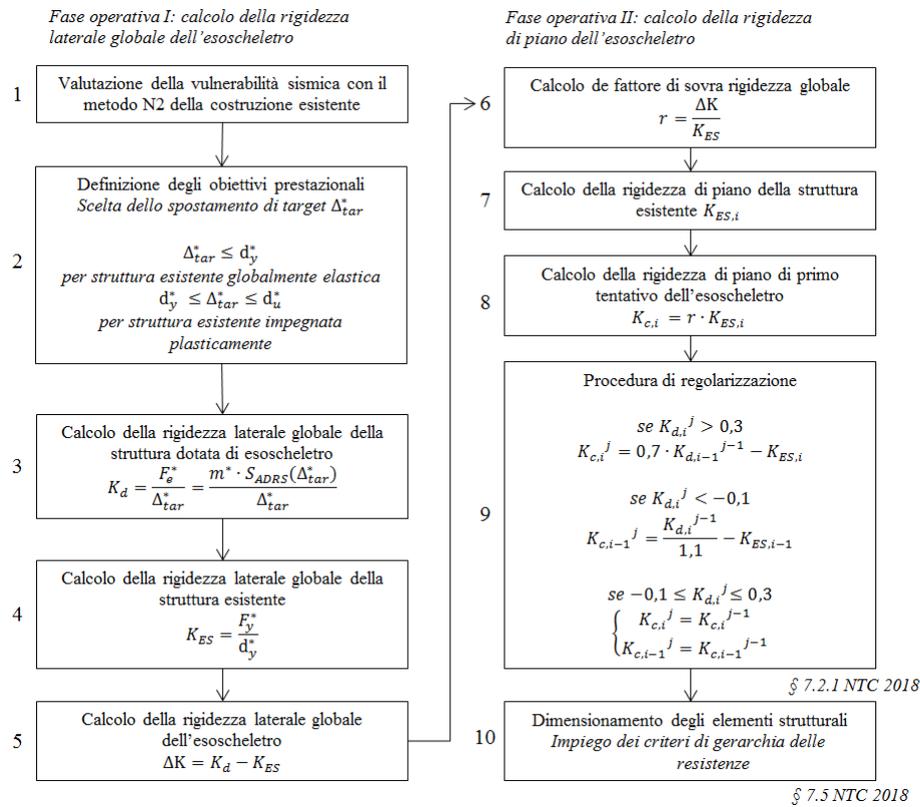


Figura 59: Diagramma di flusso della metodologia di progetto proposta

Il compito dell'esoscheletro è quello di migliorare il comportamento assunto dall'edificio durante il sisma. Una scelta efficace e razionale per poter quantificare la cosa può avvenire confrontando, al variare della duttilità richiesta, la domanda (D) con la capacità (C) in termini forza di progetto o mettendole in relazione nel piano Acceleration-Displacement Response Spectrum ADRS normalmente utilizzato per valutazione della sicurezza secondo un approccio agli spostamenti basato su analisi statiche non lineari

Analizzando in dettaglio le prerogative strutturali in accordo ai principi del Performance Based Design, l'“obiettivo primario” che si vuole ottenere attraverso l'utilizzo degli esoscheletri, per l'adeguamento o il miglioramento sismico delle costruzioni esistenti, è la salvaguardia della vita umana (SLV). Tale obiettivo è in questo caso perseguito attraverso un incremento della portanza alle azioni orizzontali dell'intera costruzione in termini di resistenza e rigidezza globale. In particolare, in accordo ai principi del capacity design applicati a livello di sistema, l'esoscheletro deve sacrificarsi in luogo della struttura da proteggere evitandone il danneggiamento prematuro delle parti strutturali (elementi primari). Con riferimento agli edifici esistenti in calcestruzzo armato a bassa duttilità, tipicamente rappresentativi delle famiglie di edifici realizzati Italia prima degli anni '80 senza alcuna prescrizione sismica, occorre evitare l'attivazione prematura di

eventuali meccanismi fragili (rottura dei nodi e/o per taglio di elementi tozzi) e/o meccanismi locali di piano soffice che tipicamente possono caratterizzare la risposta di tali costruzioni. L'incremento di rigidezza globale laterale conseguente all'utilizzo di strutture additive esterne consente inoltre, nell'ipotesi che queste siano adeguatamente ancorate a fondazioni ed impalcati sufficientemente rigidi, un miglioramento degli indicatori di sicurezza di tutti gli stati limite di esercizio ("obiettivo secondario"), sia di danno (SLD) che parzialmente di operatività (SLO).

Rimanendo nell'ottica di un'analisi agli spostamenti si valuta uno spostamento target  $\Delta_{target}$  oltre il quale sulla struttura si innescano dei meccanismi di collasso o di crisi fragili i quali comportano il non soddisfacimento dello stato limite SLV. Individuato  $\Delta_{target}$  l'obiettivo è quello di conferire all'edificio una rigidezza e resistenza tale che la domanda elastica, dovuta dall'azione sismica, sia inferiore a tale  $\Delta_{target}$  che rappresenta il limite da non oltrepassare per far sì che la struttura sia verificata allo SLV.

$$\Delta_{dom,el} \leq \Delta_{target}$$

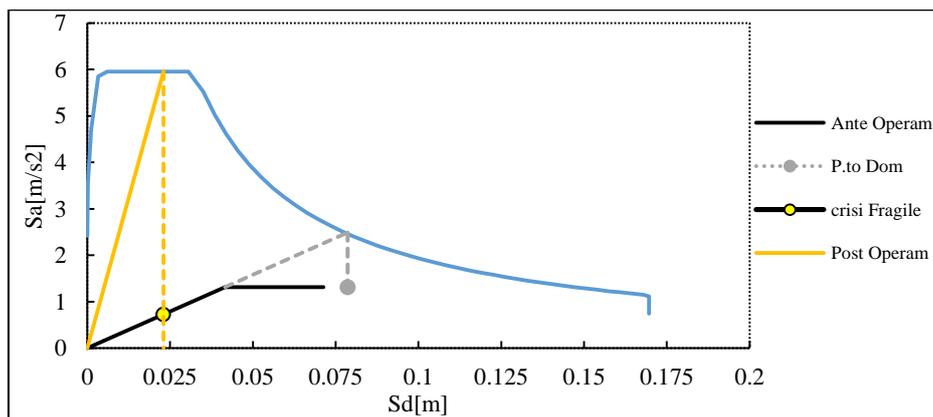


Figura 60- Esempio risultato del retrofit con esoscheletri spazio ADRS

Noto il  $\Delta_{target}$  si può associare ad esso in maniera equivalente, il  $K_{target}$

$$K_{target} = F_{el} / \Delta_{target}$$

Come si vede anche dalla Figura 60 il  $\Delta_{target}$  è individuato in funzione della prima crisi fragile che diventa la discriminante per l'attivazione dello SLV, ciò accade molto spesso negli edifici esistenti che sono sprovvisti di dettagli strutturali. Questo implica che il sistema edificio più esoscheletri debba rimanere in campo elastico. Sottraendo alla rigidezza target quella dell'edificio allo stato di fatto si trova l'aliquota di rigidezza che deve essere aggiunta dall'esoscheletro per ottenere l'obiettivo

$$K_{EX} = K_{target} - K_{AO}$$

Definiti quelli che sono gli obiettivi prestazionali quindi si può dimensionare l'esoscheletro; si sceglie una sezione per ogni elemento componente dell'esoscheletro (trasverso, corrente,

diagonale), di primo tentativo e si calcola la rigidezza del sistema. Può essere fatto in maniera molto semplice, si assegnano forze statiche ad ogni impalcato seguendo una distribuzione di tipo “triangolare inversa”

$$F_i = F_h \cdot W_i \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j} \quad (\text{NTC, 2018})$$

la rigidezza è pari al rapporto tra il tagliante alla base e lo spostamento in testa della struttura  $K = F_h / \Delta_{top}$ .

Quindi si userà il  $K_{target}$  come metro di giudizio/paragone per capire se le sezioni di tentativo vanno bene per raggiungere il nostro scopo, e ciò è così se

$$K \geq K_{target}$$

Dopo aver individuato le sezioni da dare agli elementi corrente, trasverso e diagonale si eseguono le analisi e si verifica che il punto di domanda sia almeno pari a quello target individuato.

Se con le sezioni di primo tentativo non si riesce a raggiungere l’obiettivo si cambiano passando ad altre maggiori. La metodologia è quella di far crescere in maniera omotetica i vari elementi dell’esoscheletro (correnti, trasversi e diagonali). Quindi si scelgono diametri e spessori maggiori e si ripete il processo. Il metodo è puramente iterativo e si conclude finché non si raggiunge la rigidezza desiderata e si soddisfano i requisiti di spostamento del complesso struttura-edificio. Il miglior risultato possibile sarebbe quello di soddisfare la disuguaglianza espressa precedentemente,  $\Delta_{dom,el} \leq \Delta_{target}$ .

Spesso ciò comporta l’esigenza di dover effettuare degli interventi molto massivi da rendere anti-economico l’adeguamento. La NTC 2018 di fatto non impone l’adeguamento se non per specifiche casistiche che sono enunciate al §8.4.2 e §8.4.3:

*La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell’unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.*

*Nel caso di interventi che prevedano l’impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .*

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

- a) sopraelevare la costruzione;*
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;*

*c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*

*d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.*

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

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

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

*Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.*

#### *Fase cinque: Progettazione dei dettagli costruttivi e fondazioni*

Arrivati a questo punto non è detto che la struttura in elevazione riesca a soddisfare a pieno le verifiche di resistenza e di rigidezza richieste; questo perché bisogna andare ad investigare localmente i nodi della struttura dato che una analisi globale non coglie tali aspetti.

Inoltre, tale struttura avrà bisogno di una fondazione ex-novo, motivo per cui in tale fase si dovrà progettare.

Dato che stiamo considerando un esoscheletro non dissipativo e dunque che rimane in un campo elastico o sostanzialmente elastico non c'è bisogno di progettare i nodi e le fondazioni con gerarchie di resistenza, anche se si potrebbe pensare di dare un accenno di gerarchia nonostante stiamo considerando tutto in campo elastico. In tale lavoro di tesi considereremo un comportamento sostanzialmente elastico della struttura e riterremo che non sarà necessario dare, anche se minimi, dei criteri di gerarchia e dunque le sollecitazioni provenienti dalle analisi non saranno amplificate per la progettazione di dettagli costruttivi e fondazioni.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti:  
Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte III: Caso studio: scuola Santini

Parte III  
CASO STUDIO: SCUOLA SANTINI

*By Gianmaria Di Lorenzo et al.*

## 5 CASO STUDIO EDIFICIO MULTIPIANO: Cenni sulla progettazione dell'esoscheletro (sovrastuttura) a base fissa per retrofit strutturale della Scuola Santini

Di seguito viene esposto quanto studiato ed analizzato nel caso studio della scuola P. Santini. Lavori precedenti, attraverso una analisi statica non lineare effettuata con il software SAP2000, mettono in evidenza diverse possibili casistiche per la progettazione di questi esoscheletri. Infatti, tali esoscheletri sono stati progettati per il raggiungimento di diversi indici di salvaguardia della vita IS-V (0.6-0.8-1.0) considerando gli stessi sia come sistema dissipativo (tale sistema però si è mostrato avere sezioni degli elementi piuttosto grandi e siccome il Capacity Design vale solo prestazioni elevate si è scartato) sia sistema non dissipativo.

Dai risultati così ottenuti, il presente lavoro di tesi si focalizzerà sul sistema non dissipativo che porta ad avere un  $IS-V=0.8$  (per poter conseguire il miglioramento nel rispetto della NTC2018 §8.4.3) e un  $IS-V=1.00$  (per poter conseguire il miglioramento nel rispetto della NTC2018 §8.4.3) della struttura post operam.

### 5.1 Problema/sistema strutturale e sua identificazione (Fase conoscitiva)

L'edificio oggetto del presente lavoro di tesi è la scuola "Pietro Santini", ubicata a Loro Piceno (MC), comune colpito dal sisma del centro Italia del 2016-2017.



Figura 61-Posizione geografica nazionale e vista dall'alto della scuola



Figura 62-viste generali da strada della scuola

### 5.1.1 Analisi storico critica e documentazione di progetto

L'epoca di realizzazione dell'edificio è negli anni '60, secondo fonti locali l'anno esatto risale al 1965. Considerata l'epoca di costruzione, l'edificio è stato progettato in accordo alle Norme Tecniche emanate con il Regio Decreto n°2229 del 16 novembre 1939 - XVIII dal titolo "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato". La struttura è tipica degli edifici costruiti negli anni '60 per soli carichi gravitazionali. Il Comune di Loro Piceno, infatti, è stato classificato come sismico solo in seguito all'emanazione del Decreto Ministeriale del 10 febbraio 1983. Non è stato possibile reperire alcuna documentazione relativa al progetto strutturale originale, mentre sono disponibili le piante e i prospetti illustrati nelle figure che seguono:

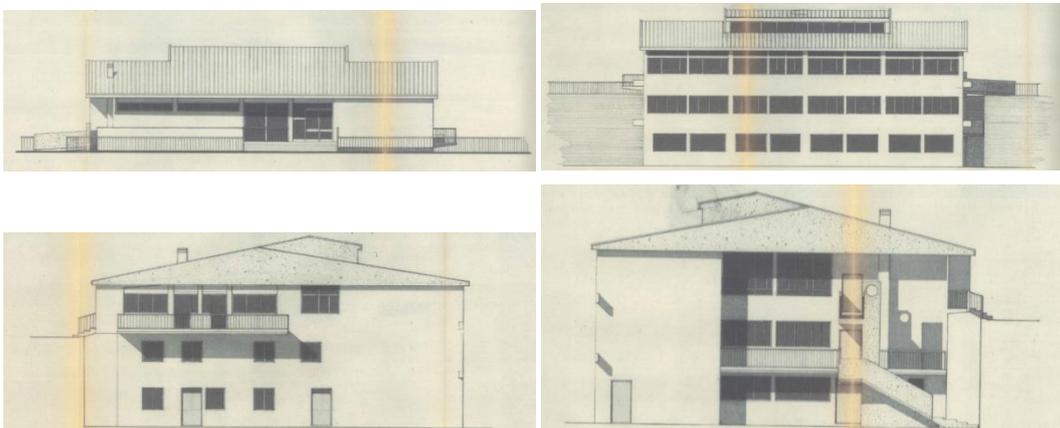


Figura 63-Prospetti dell'edificio

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte III: Caso studio: scuola Santini

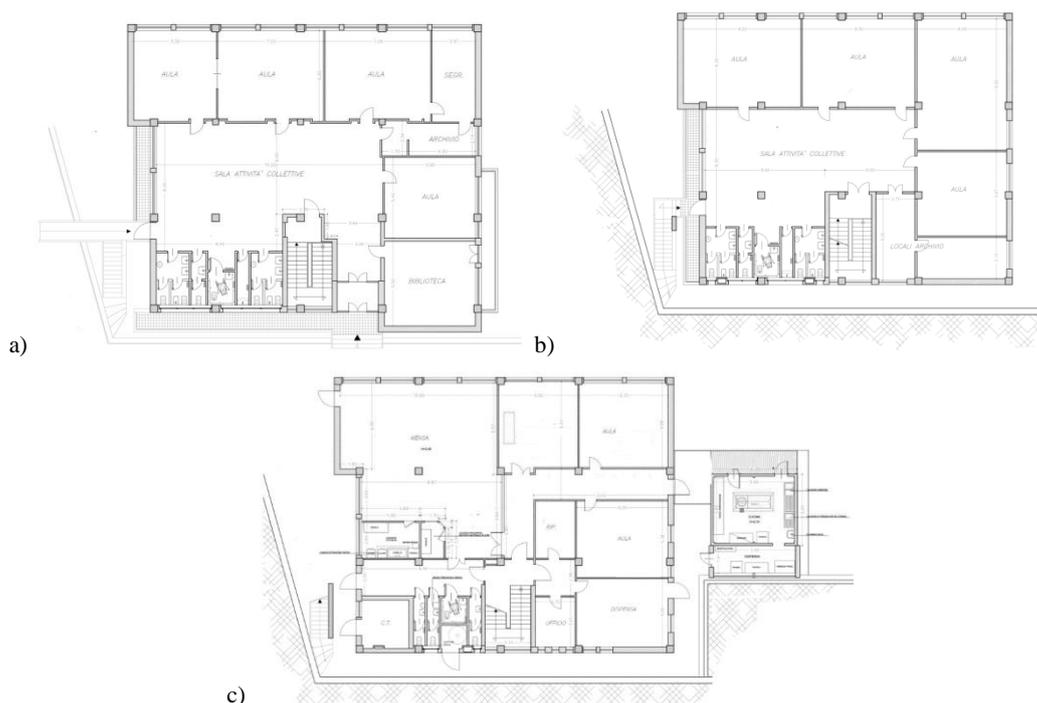


Figura 64-Pianta Architettonica del I livello (a); II livello (b); III livello (c)

L'edificio, costruito nel 1965, presenta una pianta rettangolare e si sviluppa su tre livelli. Sorge a ridosso di un terrapieno che lo costeggia lungo i lati Nord ed Est. La scuola è delimitata a Nord da Viale della Vittoria dove è presente l'ingresso principale (Figura 61), e a Sud da Via Papa Giovanni XXIII (Figura 62). Le due strade sono poste a quote fortemente diverse, con un dislivello di circa 6 m. È per questo motivo che si accede all'edificio dal terzo livello in corrispondenza del lato Nord, mentre gli accessi secondari, posizionati lungo i restanti lati, sono al primo livello. Successivamente al sisma del Centro Italia è stata disposta la demolizione della scuola, avuta inizio nel Aprile del 2017, e la successiva ricostruzione peraltro già conclusa.

*5.1.2 Rilievo geometrico strutturale, caratteristiche materiali e dettagli costruttivi*

Il fabbricato ha una superficie compressiva calpestabile di 1200 m<sup>2</sup> e si sviluppa prevalentemente su tre piani per un'altezza complessiva di 10,9 m. La cubatura complessiva dell'edificio è di circa 3600 m<sup>3</sup>. La pianta della carpenteria tipo è riportata nella figura seguente:

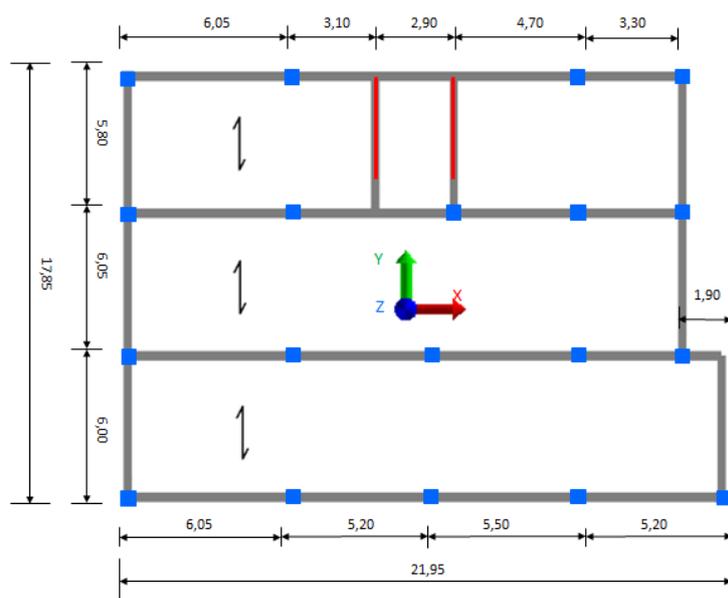


Figura 65-Pianta tipo

L'edificio ha una forma in pianta regolare secondo i criteri forniti dal D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (in breve, NTC 2018) [1], costituita da un corpo, di forma sostanzialmente quadrata, di dimensioni in asse 21,95 x 17,85 m<sup>2</sup>. Si presenta costituito da tre piani, di cui due al di sotto del livello della strada principale, di altezza variabile tra 3,3 m e 3,95 m.

Le strutture portanti sono costituite da sistemi intelaiati unidirezionali (i telai sono disposti solo sul lato parallelo a "X", eccezion fatta per i telai di chiusura posti in direzione "Y", come si può notare in Figura 65) in cemento armato (c.a.) gettato in opera. I telai sono costituiti da campate con luce minima di 2,90 m e massima di 6,30 m. Le dimensioni delle sezioni di travi e pilastri variano al variare dei piani della struttura. Le dimensioni degli elementi primari sono riportate nella Tabella 6. Il vano scala è realizzato con due pareti in cemento armato ed è in posizione eccentrica rispetto al baricentro dell'edificio. Non sono state rinvenute informazioni, invece, per quanto riguarda il sistema di fondazione, che è stato assunto di tipo diretto a travi rovesce al fine di essere rappresentativi del costruito esistente.

Elemento	I impalcato	II impalcato	III impalcato
Pilastro	45x45 [cm]	40x40 [cm]	30x30 [cm]
Travi X	60x45 [cm]	60x40 [cm]	30x70 [cm]
Travi Y	30x30 [cm]	30x30 [cm]	30x30 [cm]
Setti	400x30 [cm]	400x30 [cm]	400x30 [cm]
Solaio	20+4 [cm]	20+4 [cm]	20+4 [cm]
Tamponature	30 [cm]	30 [cm]	30 [cm]
Altezza interpiano	3,60 [m]	3,35 [m]	3,95[m]

Tabella 6: dimensioni elementi strutturali

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione  
parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte III: Caso studio: scuola Santini

Fig	Impalcato	A	B	c	$d_b$	Barre	As, tot	Assup	Asinf	Staffe	Asw	s
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	-	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]
a)	I	450	450	30	16	8Φ 16	1608,5	603,0	603,2	2 Φ 6	56,55	250
b)	II	400	400	30	16	8 Φ 16	1608,5	603,2	603,2	2 Φ 6	56,55	250
c)	III	300	300	30	14	8 Φ 14	1232,0	462,0	462,0	2 Φ 6	56,55	220

Tabella 7-Armatura Pilastri

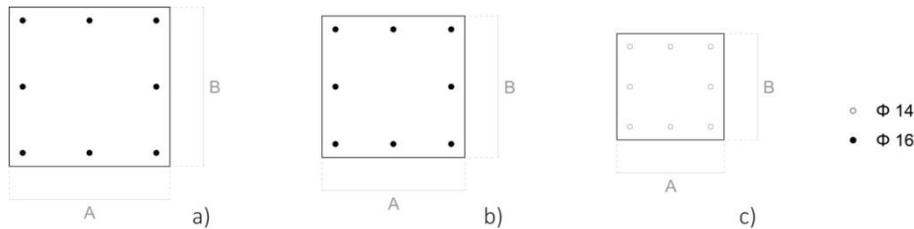


Figura 66: Sezione pilastri I livello (a); II livello (b); III livello (c)

Fig	Impalcato	A	B	c	Assup	Asinf	Assup	Asinf	Staffe	Asw	s
[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[barre]	[barre]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	-	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]
a)	I	400	650	30	8 Φ 14	4 Φ 14	1231,5	615,7	2Φ 8	100,53	100
b)	II	400	600	30	7 Φ 14	3 Φ 14	1077,5	461,8	2Φ 8	100,53	100
c)	III	300	700	30	3 Φ 14 + 1 Φ 16	1 Φ 14 + 1 Φ 16	662,8	355,0	2Φ 6	56,55	200
d)	Trave Y	300	300	30	1 Φ 14 + 1 Φ 16	2 Φ 14	355,0	307,8	2Φ 6	56,55	200

Tabella 8-Armatura travi

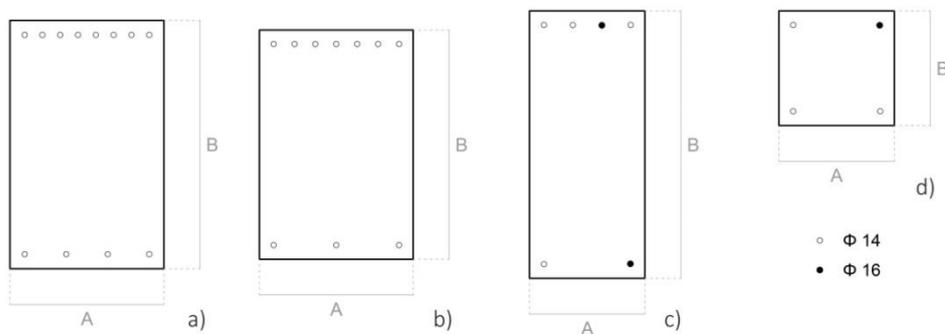


Figura 67- Sezione trave I livello (a); II livello (b); III livello (c); sezione trave Y (d)

Il solaio è di tipo latero-cementizio costituito da una soletta di spessore 4 cm, per uno spessore totale di 24 cm ordito come rappresentato nella Figura 65-Pianta tipoFigura 65. Per quanto riguarda, invece, le tamponature, esse sono costituite da due paramenti esterni più camera d'aria e strato di materiale isolante per uno spessore complessivo di 30 cm. Infine, i tramezzi sono realizzati con il classico forato in laterizio di spessore 10 cm posto a coltello.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte III: Caso studio: scuola Santini

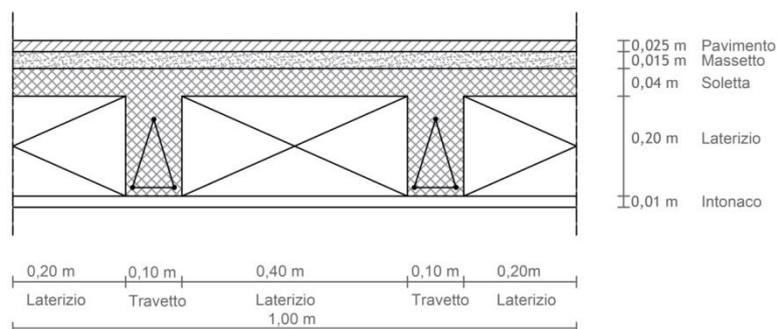


Figura 68-Solaio

I dati raccolti attraverso la campagna di prove, tenendo conto di quanto riportato nel § C8.5.4 della Circolare n°7 del 2019, permettono di raggiungere un livello di conoscenza LC2. Come si vede nella

Tabella 9 raggiungere LC2 comporta l'adozione di fattore di confidenza  $FC=1.20$  che va a decurtare i valori medi delle resistenze in quanto tiene conto dell'aleatorietà di questi, e soprattutto è il minimo livello di conoscenza che è necessario raggiungere per poter eseguire qualsiasi tipo di analisi sulla struttura.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Tabella 9-Tabella C8.5.IV della Circolare 2019: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edificio in calcestruzzo armato o in acciaio

Per aumentare la conoscenza dell'edificio allo stato di fatto i risultati della campagna di indagini diagnostiche sono state integrate da un progetto simulato.

Le proprietà dei materiali in opera sono state determinate a mezzo di indagini in-situ distruttive e non distruttive in accordo con le prescrizioni delle NTC 2018. Per la caratterizzazione meccanica della resistenza a compressione del calcestruzzo sono state eseguite prove di schiacciamento in laboratorio su provini cilindrici estratti in-situ. La resistenza allo snervamento dell'acciaio d'armatura è stata ottenuta da prove di trazione su barre di armatura prelevate in-situ. Tali prove hanno evidenziato le seguenti resistenze medie:

Impalcato	f <sub>cm</sub> [MPa]	f <sub>ym</sub> [MPa]
I	14	370
II	9	
III	9.7	

Tabella 10-Valori medi delle resistenze del calcestruzzo armato e delle barre di armatura per ogni livello

Il modulo di elasticità longitudinale è assunto pari a  $E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$  secondo la formula indicata dalla normativa al §11.2.10.3. Il coefficiente di Poisson, in accordo con le indicazioni riportate nel § 11.2.10.4 delle NTC, è assunto pari a  $\nu = 0,2$ . La resistenza media a trazione del calcestruzzo è valutata come  $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 1 \text{ Mpa}$ .

Per l'analisi dei carichi si tengono conto i pesi propri strutturali  $G_{k,1}$  e non  $G_{k,2}$  degli elementi più i carichi variabili  $Q_k$  che vanno combinati in funzione del tipo di situazione che si considera come espresso al Cap. 2.5 dalle NTC2018.

Il peso del solaio tipo è espresso come seguente

$$G_K = G_{k,1} + G_{k,2} = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{k,1} = G_{soletta} + G_{travetti} + G_{laterizi} = 3.28 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{sottofondo} + G_{intonaco} + G_{pavimento} + G_{tramezzi} = 1.92 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_k = 3.00 \text{ KN/m}^2$$

Peso della copertura

$$G_K = G_{k,1} + G_{k,2} = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{k,1} = G_{soletta} + G_{travetti} + G_{laterizi} + G_{tetto} = 3.83 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{sottofondo} + G_{intonaco} + G_{pavimento} + G_{tramezzi} = 1.22 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_k = 0.50 \text{ KN/m}^2$$

Il sovraccarico permanente dovuto alle tamponature si valuta con riferimento allo spessore equivalente  $s_{tamp}$  e considerando  $\gamma_{tamp} = 8.00 \text{ KN/m}^3$ . Per ciascuna trave sulla quale insiste un pannello di tamponatura si considera un carico uniforme pari a:

$$G_{2,tamp} = \gamma_{tamp} \cdot s_{tamp} \cdot H_{tamp} + G_{intonaco} \cdot H_{tamp}$$

$$= 8.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.30 \text{ m} \cdot H_{tamp} + 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot H_{tamp} \quad \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

Data la presenza di aperture si considera una riduzione convenzionale del carico pari al 25%.

La valutazione dei carichi gravitazionali sulla struttura è eseguita considerando l'orditura dei solai ed attribuendo a ciascuna trave una superficie di solaio per unità di lunghezza, considerando la metà della lunghezza effettiva di solaio nella direzione dell'orditura, al netto della dimensione delle travi. Moltiplicando quest'ultima quantità per i pesi per unità di lunghezza del solaio, si

ottengono i carichi distribuiti da assegnare alle travi nel modello di calcolo, relativi al peso proprio di solaio portato,  $G_{k,solaio}$ , e al carico d'esercizio sul solaio,  $Q_{k,solaio}$ . Per le travi perimetrali dirette lungo Y, sulle quali non poggia il solaio, si considera una fascia convenzionale di 50 cm. Per le travi perimetrali si considera inoltre il peso delle tamponature  $G_{k,tamp}$ .

### 5.1.3 *Analisi preliminare delle carenze*

A causa della concezione strutturale che si aveva all'epoca della progettazione tale edificio presenta diverse carenze che limitano le sue prestazioni durante un possibile evento sismico. Senza fare alcuna analisi si può già prevedere che le verifiche non verranno soddisfatte e che l'indice di sicurezza IS-V ( $\zeta_E$ ) sarà molto basso. Le problematiche più importanti si possono riassumere come segue:

- Assenza di telai nelle due direzioni:

La presenza dei telai nelle due direzioni mette l'edificio nelle condizioni di avere, a livello globale, un'adeguata rigidezza e resistenza. In questo caso nella direzione Y in pianta, salvo che per la zona perimetrale, la struttura è sprovvista di travi che collegano tra loro i pilastri. Questa carenza però potrebbe essere mitigata dalla presenza dei setti se collegati bene con il resto della struttura.

potrebbero farsi carico dell'azione sismica nella direzione in cui sono stati messi in opera. La presenza dei telai nelle due direzioni comporterebbe anche ad avere i nodi interni interamente confinati e quindi sarebbero esentati dall'essere verificati;

- Passo della staffatura molto ampio:

Soprattutto nei pilastri e nelle travi perimetrali il passo delle staffe è molto largo il che rende molto vulnerabili, alle sollecitazioni taglianti, questi elementi;

- Altezze interpiano disomogenee:

Probabilmente a causa del fatto che l'ingresso dell'edificio si ha al III livello questo presenta delle insolite altezze d'interpiano rispetto alla pratica costruttiva. Quasi sicuramente l'edificio non è regolare in altezza a causa di possibili grosse differenze di rigidezza tra gli impalcati con la possibilità di innescare meccanismi di piano.

- Qualità del calcestruzzo molto scadente.

## 5.2 Valutazione della sicurezza ante-operam (Fase valutativa)

Nel seguente capitolo si tratterà la procedura di calcolo e i risultati derivanti dalle analisi e le ipotesi effettuate per la valutazione della vulnerabilità sismica del sistema strutturale e per determinare l'indice di rischio  $\zeta_E$  definito nelle NTC2018 come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura (comunemente espressa attraverso l'accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento che può essere sostenuta dalla struttura,  $PGA_C$ ) e l'azione sismica

massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione (ovvero l'accelerazione orizzontale massima di progetto sul sito di riferimento,  $PGA_D$ ).

L'edificio in oggetto, essendo destinato a scuola primaria, è da considerarsi un'opera ordinaria che prevede affollamenti significativi con funzioni pubbliche. Pertanto è possibile assumere una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso pari a 1,5.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è dunque pari a 75 anni. I periodi di ritorno per ogni stato limite sono calcolati in funzione della probabilità di avvenimento del sisma associata ad ogni stato limite (SLO=81%; SLD=63%; SLV=10%; SLC= 5%).

Si assume una categoria di sottosuolo B, definito come caratterizzato da rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, e categoria topografica T1, definita come superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

Lo spettro viscoelastico in accelerazione delle componenti orizzontali  $S_{ae}(T)$ , considerando uno smorzamento critico  $\xi = 5\%$ ;  $\eta=1$

I parametri per il calcolo degli spettri di risposta per il sito di costruzione, definito dalle coordinate Lat. 43,1652 Lon. 13,4159, categoria di sottosuolo B e categoria topografica T1, sono sintetizzate nella Tabella 11 che segue.

	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
<b>Ps[%]</b>	81	63	10	5
<b>Tr[y]</b>	45	75	712	1462
<b>ag[m/s<sup>2</sup>]</b>	0,67	0,84	2,02	2,59
<b>Fo</b>	2,451	2,453	2,463	2,501
<b>Tc*</b>	0,286	0,301	0,34	0,344
<b>Ss</b>	1,2	1,2	1,197	1,136
<b>St</b>	1	1	1	1
<b>Cc</b>	1,413	1,398	1,365	1,361
<b>S</b>	1,2	1,2	1,197	1,136
<b>Tc[s]</b>	0,40	0,42	0,46	0,469
<b>Tb[s]</b>	0,13	0,14	0,15	0,156
<b>Td[s]</b>	1,87	1,94	2,42	2,655

Tabella 11: Dati spettri per ogni Stato limite

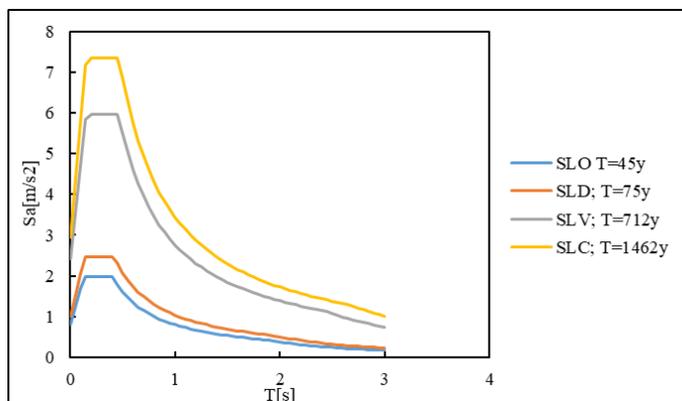


Figura 69-Spettri di risposta elastici per i vari stati limite

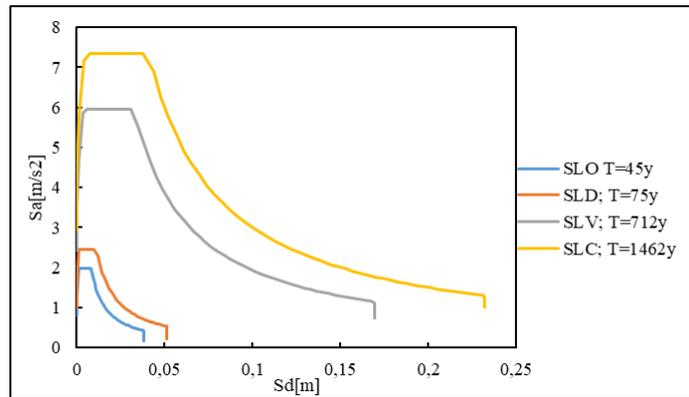


Figura 70-Spettri di risposta nel piano ADRS per i vari stati limite

Si è effettuata una analisi statica non lineare, comunemente detta push over, con vincoli di base rigidi (no interazione con il terreno); si definiscono i due gruppi di forze previste dalla NTC2018 al §7.3.4.2:

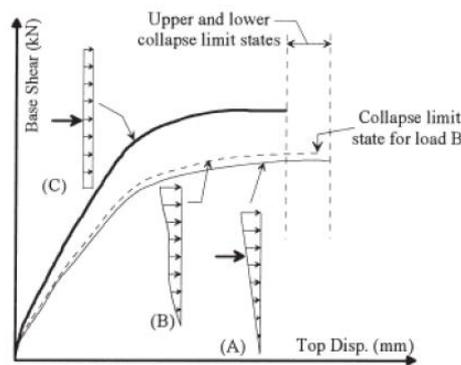


Figura 71-Distribuzione di forze utilizzate per push over

Per il gruppo uno (A) c'è la combinazione Modo che segue il modo fondamentale dell'edificio e per il gruppo due (C) Massa o Accelerazione che si distribuisce in funzione delle masse degli impalcati in elevazione. Da notare che il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una massa partecipante inferiore al 75%, pertanto sarebbe sbagliato usare la distribuzione modo e sarebbe giusto usare *la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%*.

Ottenute al SAP2000 le otto (non si considera l'eccentricità) analisi non lineari rappresentative del comportamento della struttura (MDOF) sotto le due diverse distribuzioni di forze, si passa al comportamento dello SDOF e si determina il punto di domanda all'interno dello spazio ADRS. Di seguito sono rappresentate solo alcuni spazi ADRS allo SLV (per lo SLE analogo ragionamento):

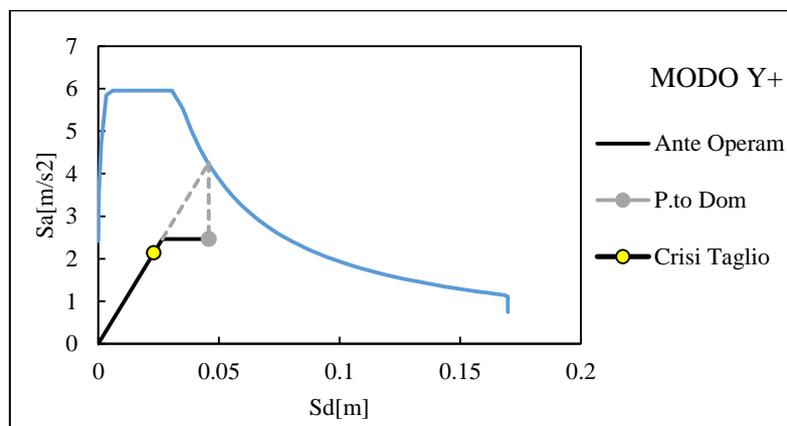
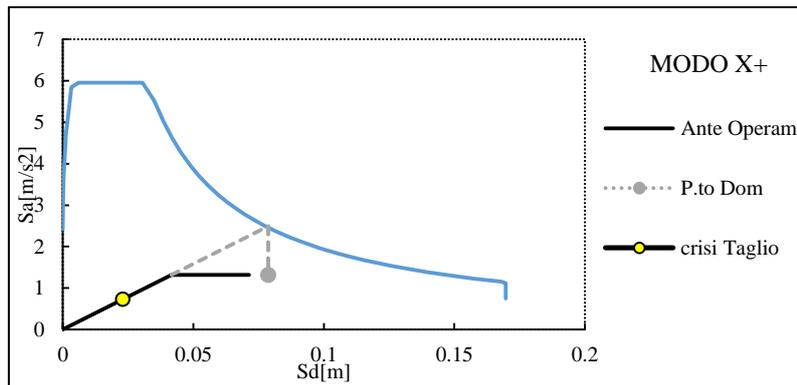
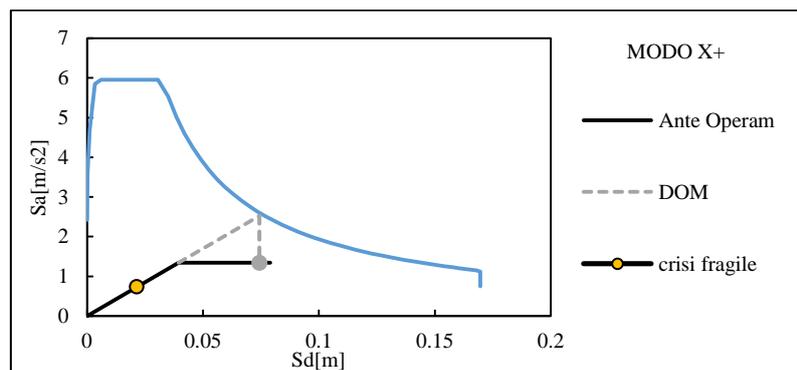


Figura 72-Punto di domanda di uno generico SDOF nel piano ADRS nel caso di struttura ante operam con setti collaboranti



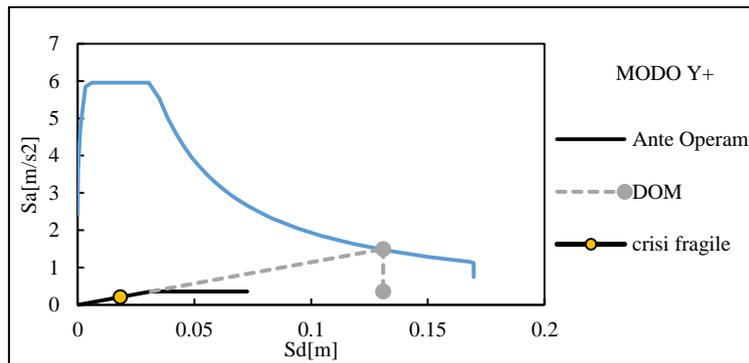


Figura 73-Punto di domanda di uno generico SDOF nel piano ADRS nel caso di struttura ante operam con setti non collaboranti

Tale procedimento, dato il non chiaro comportamento dei setti presenti nel vano scala, lo si è fatto per la struttura con setti collaboranti (caso preso in considerazione nel progetto ReLUI5 WP5 2019-2021) e per la struttura con setti non collaboranti.

A valle di ciò si sono ottenute, quantitativamente, tutte le carenze che presenta la struttura esistente della struttura: per quanto riguarda lo SLE l'edificio risulta non sufficientemente rigido nel complesso per permettere che venga rispettato il limite riguardante l'interstory, mentre per quanto riguarda lo SLV, ci sono carenze sia per quanto riguarda la duttilità dell'edificio sia la resistenza degli elementi alle azioni taglianti, il che è consono con quanto già enunciato nella analisi preliminare della struttura:

$\zeta_{E,duttile}$	$\zeta_{E,fragile}$
0.9	0.3

Tabella 12: Sintesi degli indice IS-V della struttura ante operam con setti collaboranti

$\xi_{E,duttile}$	$\xi_{E,fragile}$
0.6	0.28

Tabella 13: Sintesi degli indice IS-V della struttura ante operam con setti non collaboranti

### 5.3 Progetto dell'intervento di retrofit/adeguamento sismico con EXO 2D⊥ in acciaio (Fase progettuale)

A seguito della fase di valutazione, si sono individuate le carenze della struttura a livello quantitativo. Si è deciso quindi di attuare come strategia di intervento quella dell'applicazione dell'esoscheletro di tipo 2D ortogonale. Come detto ad inizio capitolo, il presente lavoro di tesi si focalizza sul sistema di esoscheletro non dissipativo che porta ad avere un IS-V=0.8 e IS-V=1.0 della struttura post operam.

Seguendo le prime quattro fasi della metodologia di progetto proposta si è ottenuto quanto segue:

- SISTEMA POST OPERAM CON SETTI COLLABORANTI E IS=0.80.

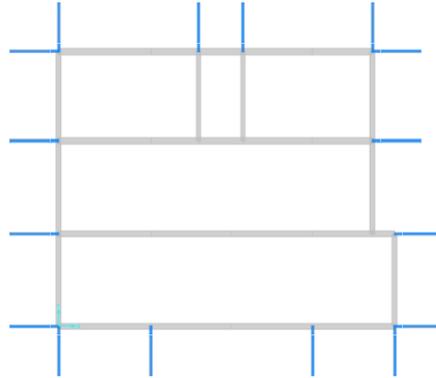


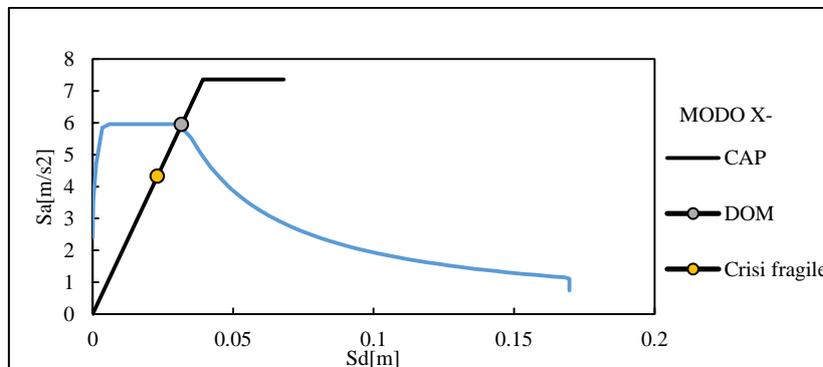
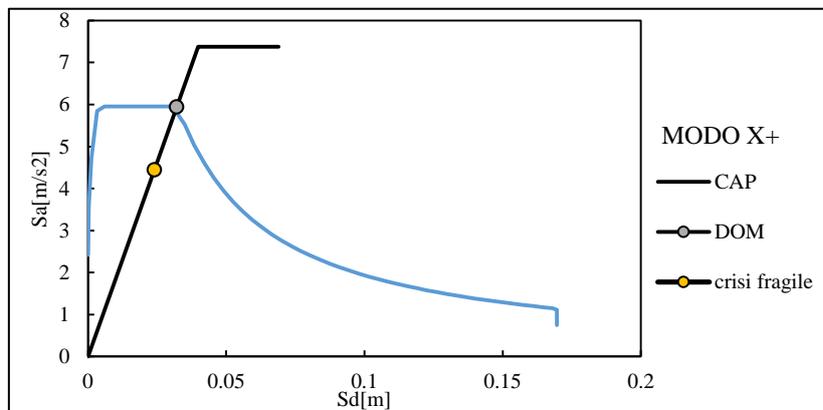
Figura 74-Distribuzione in pianta degli esoscheletri nel sistema con setti collaboranti

*Correnti:* CHS 244,5x12,5mm

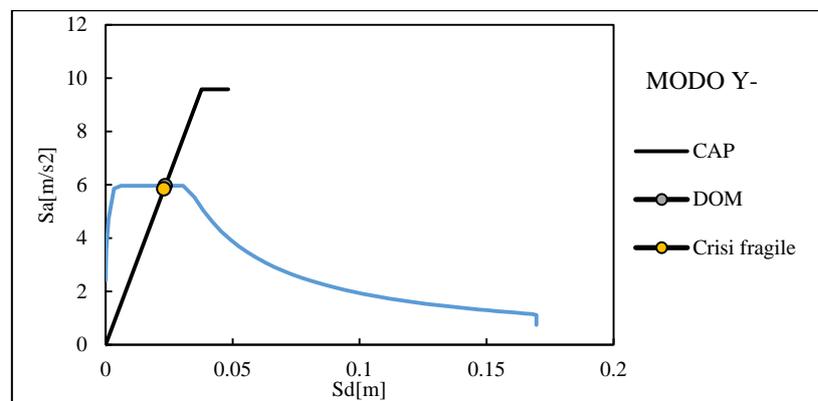
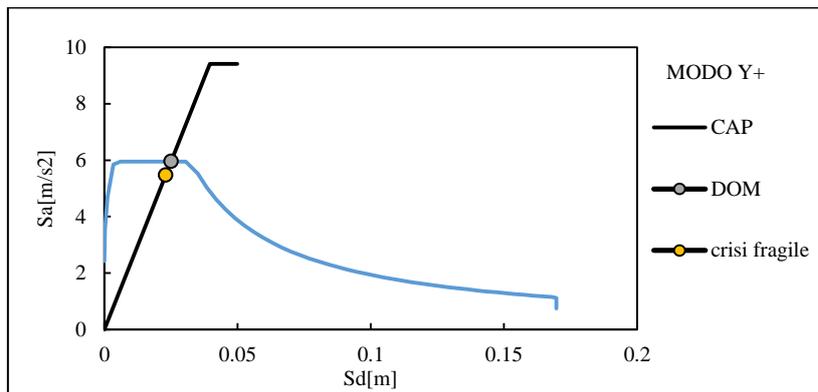
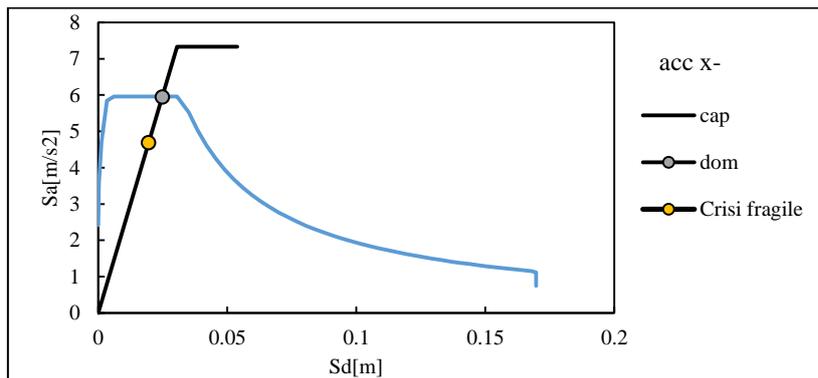
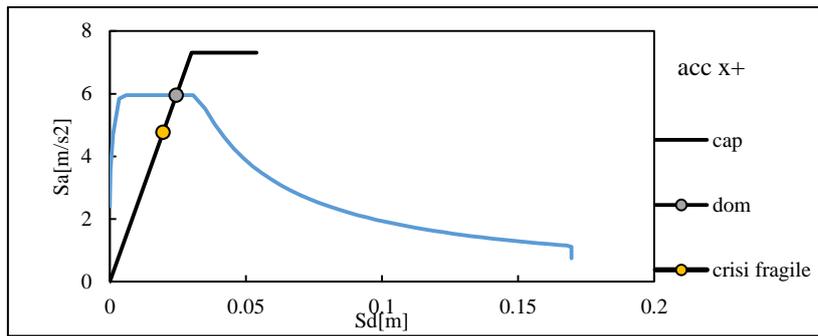
*Diagonali:* CHS 139,7x10 mm

*Traversi:* CHS 177,8x12 mm

Di seguito si riportano i grafici nello spazio ADRS relativi alle otto combinazioni sismiche della analisi statica non lineare dove si mostra il punto di domanda e di capacità:



Esocheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte III: Caso studio: scuola Santini



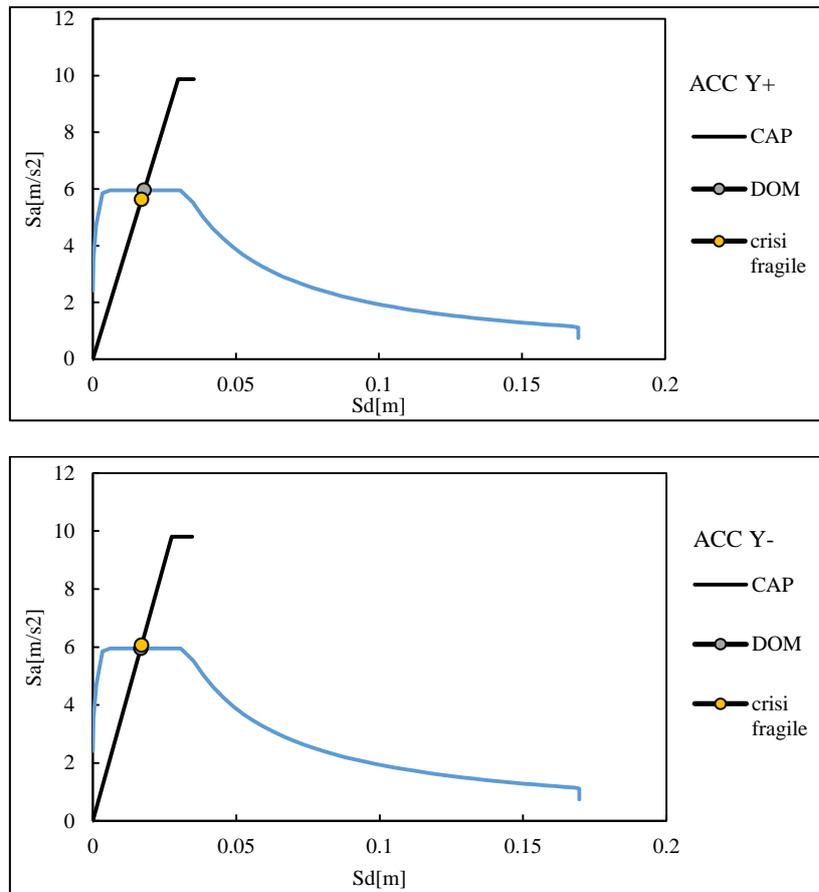


Figura 75-Rappresentazione nello spazio ADRS dello SDOF bilinearizzato della struttura post operam nel caso di setti collaboranti e  $IS=0.8$ .

I risultati delle analisi si possono sintetizzare nel grafico che segue:

COMBO X	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO X+	0,46	0,04	0,09	0,03	1,38	0,8
MODO X-	0,46	0,04	0,09	0,03	1,38	0,8
MASSA X+	0,40	0,03	0,07	0,03	1,38	0,8
MASSA X-	0,41	0,03	0,07	0,03	1,38	0,8

COMBO Y	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO Y+	0,41	0,03	0,07	0,03	1,38	0,9
MODO Y-	0,39	0,03	0,07	0,03	1,38	1,0
MASSA Y+	0,34	0,02	0,05	0,02	1,38	1,0
MASSA Y-	0,33	0,02	0,05	0,02	1,38	1,02

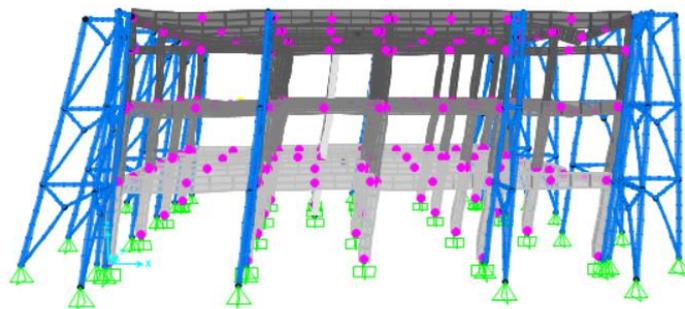


Figura 76: Deformata dell'edificio al punto di domanda secondo la combo Modo X, si nota che l'esoscheletro è in campo elastico(nessun pallino colorato si è attivato)

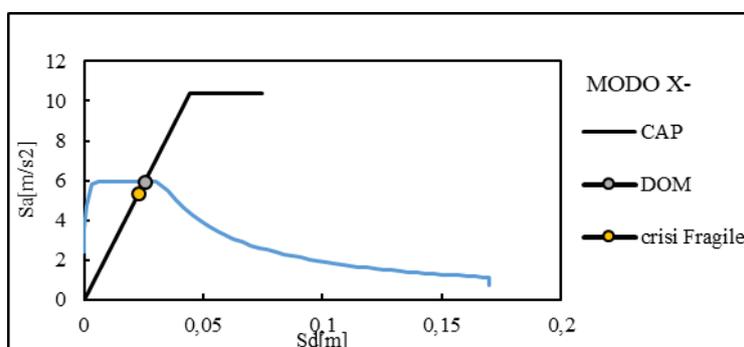
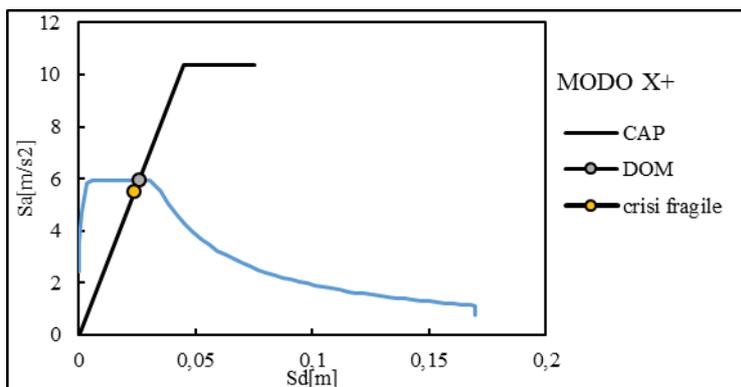
- SISTEMA POST OPERAM CON SETTI COLLABORANTI E IS=1.00.

Correnti: CHS 273x12,5mm

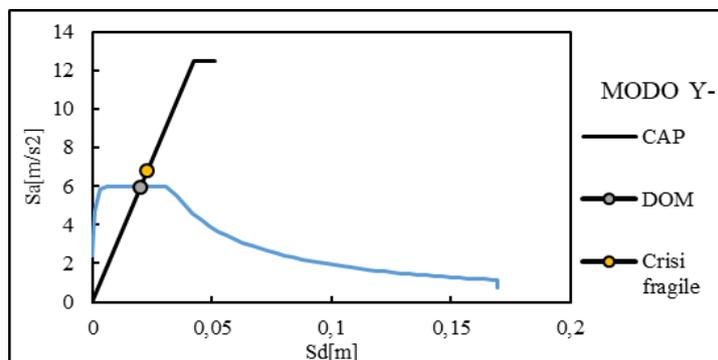
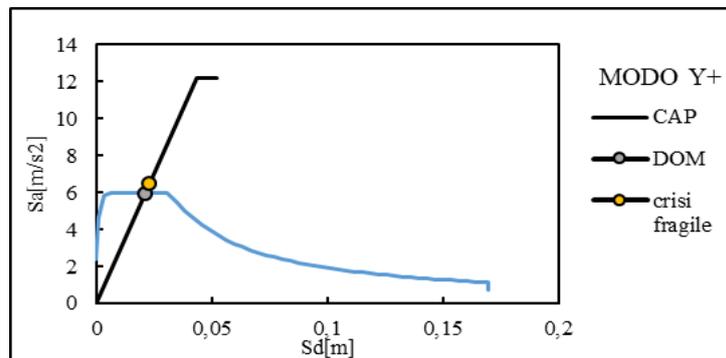
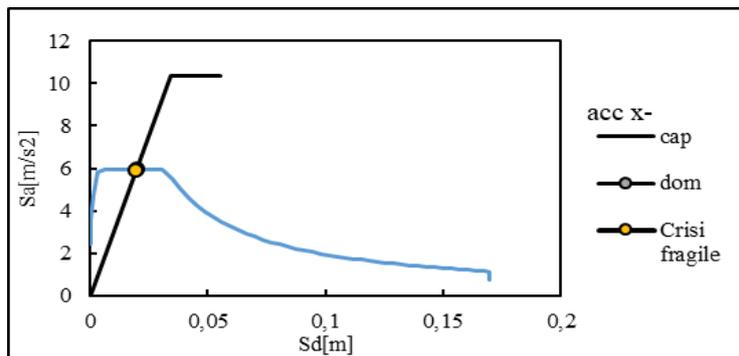
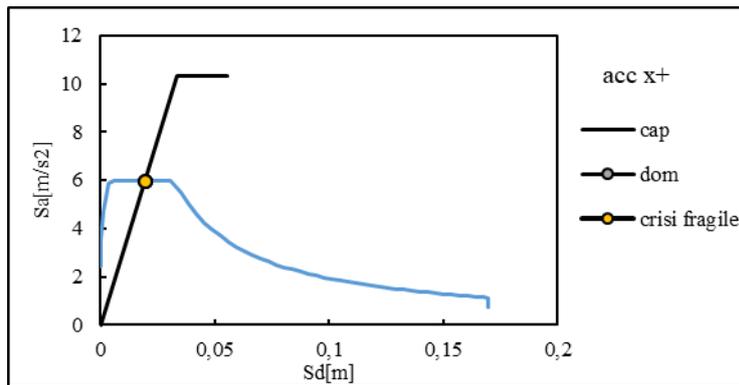
Diagonali: CHS 177,8x12 mm

Traversi: CHS 193,7x12 mm

Di seguito si riportano i grafici nello spazio ADRS relativi alle otto combinazioni sismiche della analisi statica non lineare dove si mostra il punto di domanda e di capacità:



Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte III: Caso studio: scuola Santini



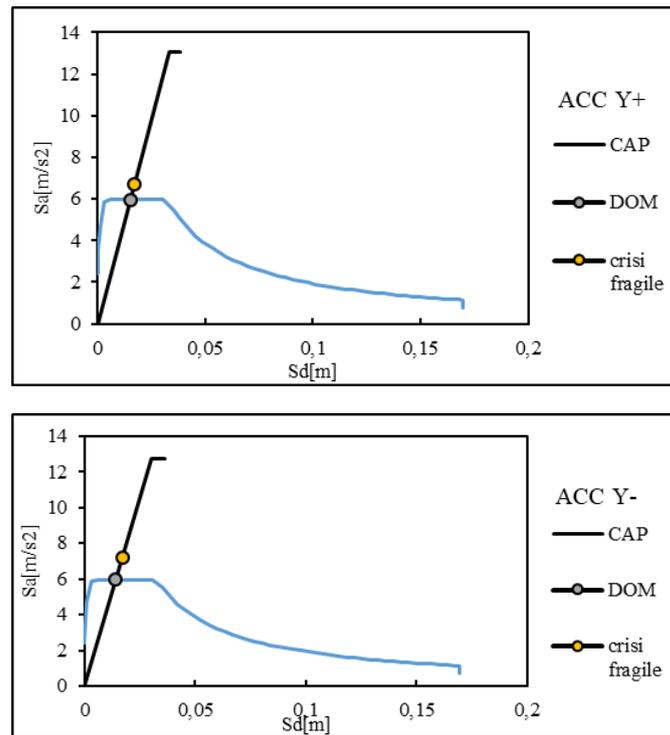


Figura 77-Rappresentazione nello spazio ADRS dello SDOF bilinearizzato della struttura post operam nel caso di setti collaboranti e IS=1.0.

I risultati delle analisi si possono sintetizzare nel grafico che segue:

COMBO X	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO X+	0,413	0,034	0,101	0,032	1,379	0,98
MODO X-	0,412	0,034	0,100	0,032	1,379	0,98
MASSA X+	0,358	0,026	0,074	0,026	1,379	1,00
MASSA X-	0,360	0,026	0,074	0,026	1,379	1,00

COMBO Y	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO Y+	0,375	0,029	0,071	0,031	1,379	1,1
MODO Y-	0,365	0,027	0,070	0,031	1,379	1,13
MASSA Y+	0,317	0,021	0,053	0,023	1,379	1,10
MASSA Y-	0,306	0,019	0,049	0,023	1,379	1,18

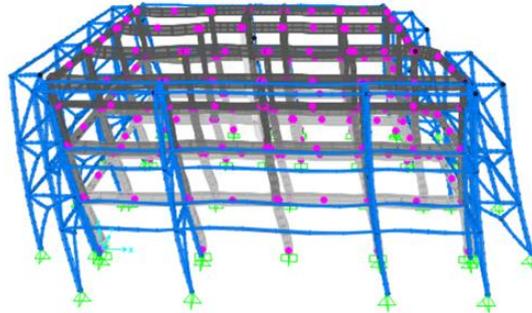


Figura 78- Deformata dell'edificio al punto di domanda secondo la combo Modo X, si nota che l'esoscheletro è in campo elastico(nessun pallino colorato si è attivato)

Per retrofittare l'edificio nell'ipotesi di struttura con setti non collaboranti, si è pensato di utilizzare gli stessi esoscheletri visti precedentemente, andando a variare il numero di questi per soddisfare le richieste di rigidezza. Il processo di progettazione dell'intervento è il medesimo ed è il risultato di vari tentativi. Innanzi tutto si è cercato di capire dove disporre le pareti in pianta, partendo da una configurazione molto simile a quella adottata precedentemente. Si è notato che disponendo gli esoscheletri in maniera più centrifugata si riusciva a far prevalere il modo traslazionale X rispetto al torsionale adeguando così l'edificio nei confronti della torsio-deformabilità. Pertanto, a discapito della situazione di partenza, si è seguita questa nuova disposizione incrementando il numero degli esoscheletri disposti ortogonalmente alla direzione X.

- SISTEMA POST OPERAM CON SETTI NON COLLABORANTI E  $IS=0.80$ .

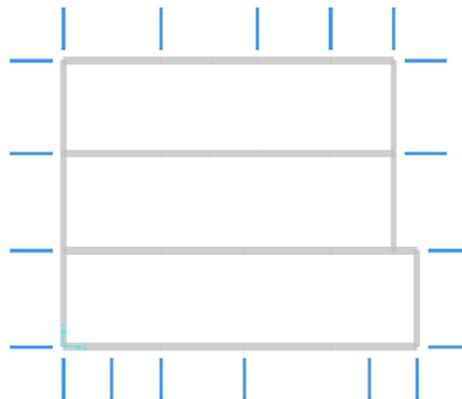
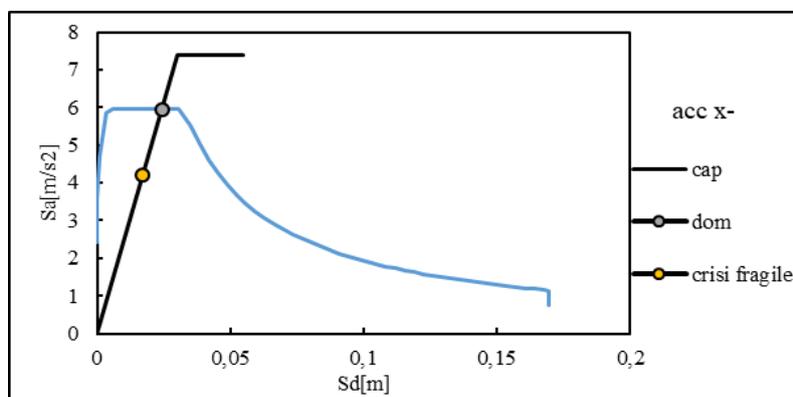
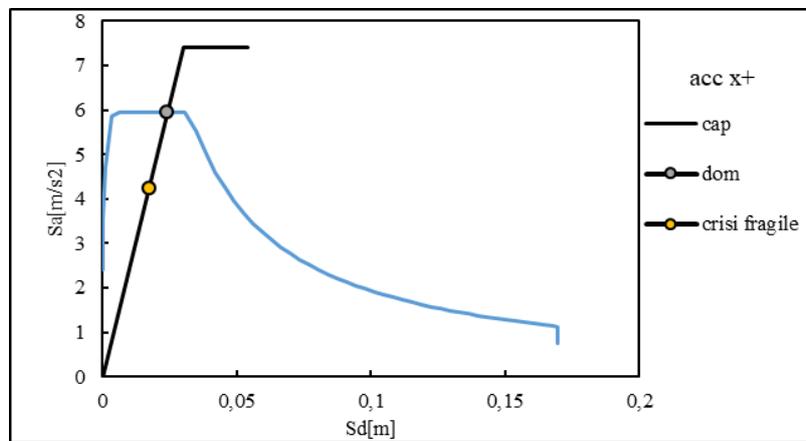
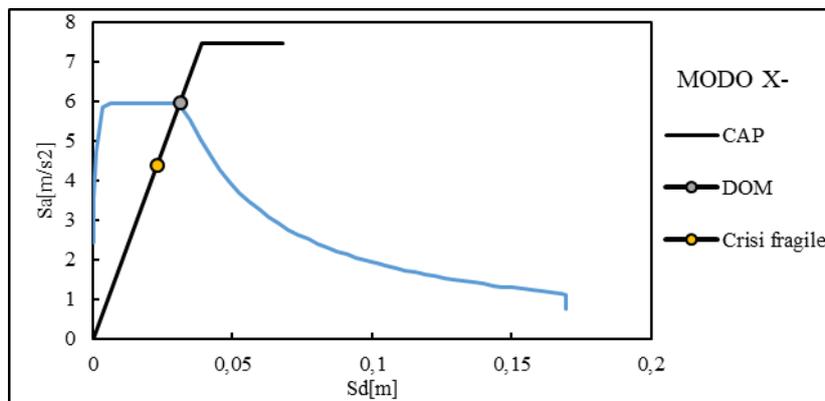
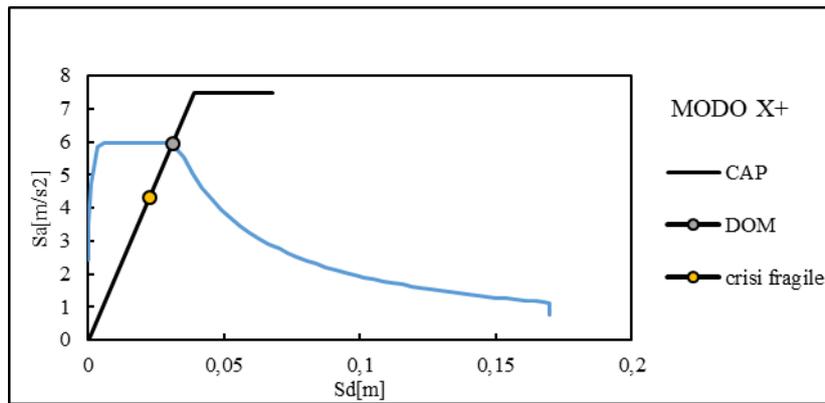


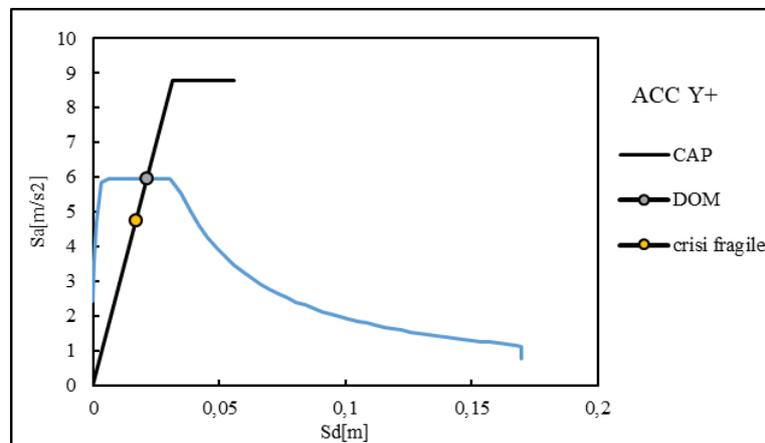
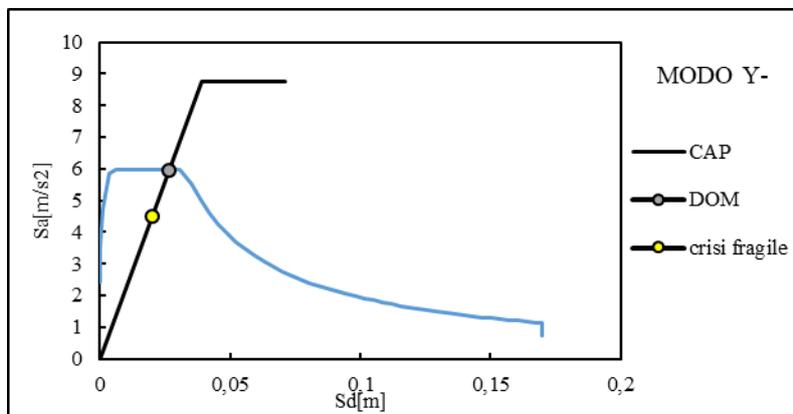
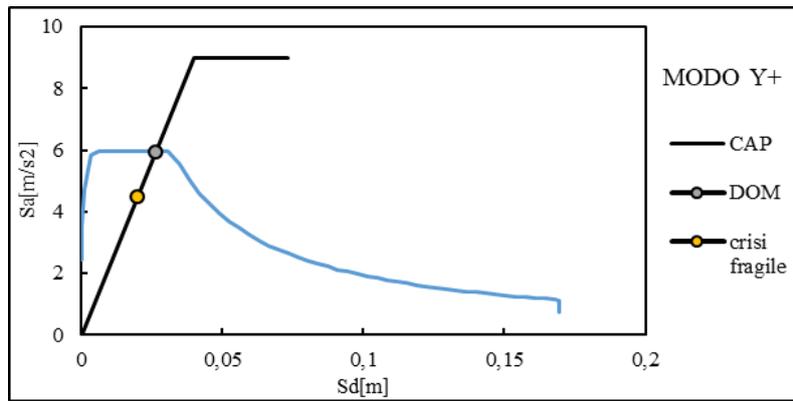
Figura 79- Disposizione ottimale degli esoscheletri in pianta nel sistema con setti non collaboranti

Di seguito si riportano i grafici nello spazio ADRS relativi alle otto combinazioni sismiche della analisi statica non lineare dove si mostra il punto di domanda e di capacità:

Esocheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte III: Caso studio: scuola Santini



Esocheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte III: Caso studio: scuola Santini



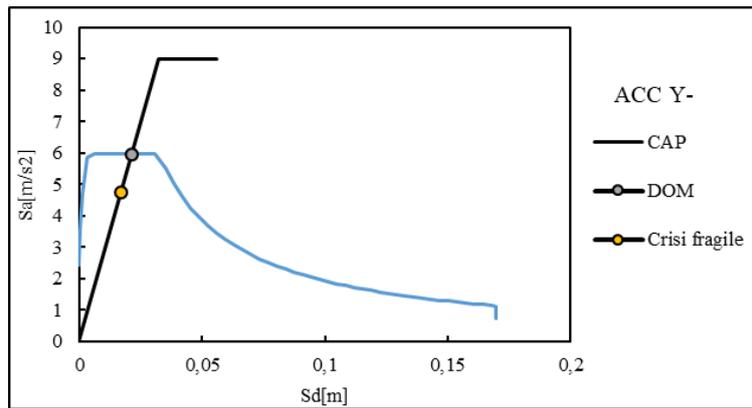


Figura 80-Rappresentazione nello spazio ADRS dello SDOF bilinearizzato della struttura post operam nel caso di setti non collaboranti e IS=0.8.

I risultati delle analisi si possono sintetizzare nel grafico che segue:

COMBO Y	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO Y+	0,419	0,035	0,095	0,025	1,379	0,8
MODO Y-	0,419	0,034	0,092	0,025	1,379	0,8
MASSA Y+	0,375	0,028	0,073	0,022	1,379	0,8
MASSA Y-	0,375	0,028	0,073	0,022	1,379	0,8

COMBO X	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO X+	0,453	0,041	0,091	0,030	1,379	0,8
MODO X-	0,455	0,042	0,091	0,030	1,379	0,8
MASSA X+	0,400	0,032	0,072	0,025	1,379	0,8
MASSA X-	0,402	0,032	0,073	0,025	1,379	0,8

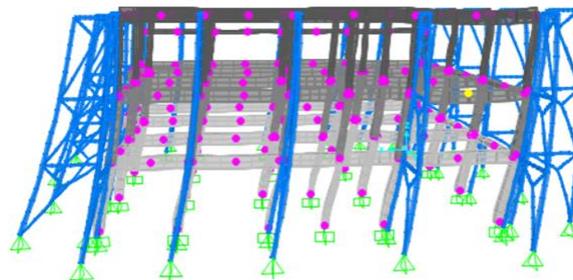
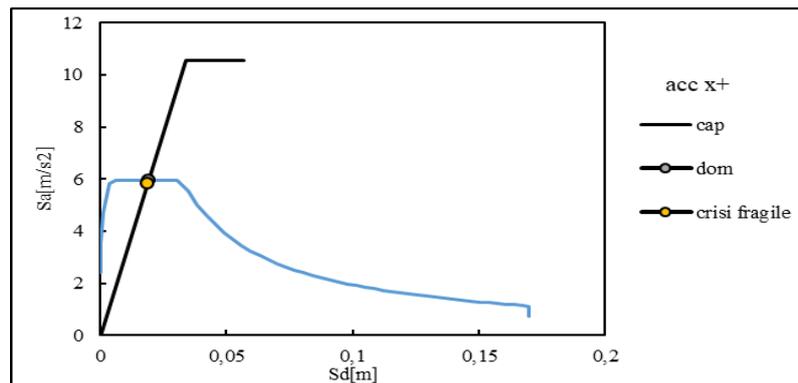
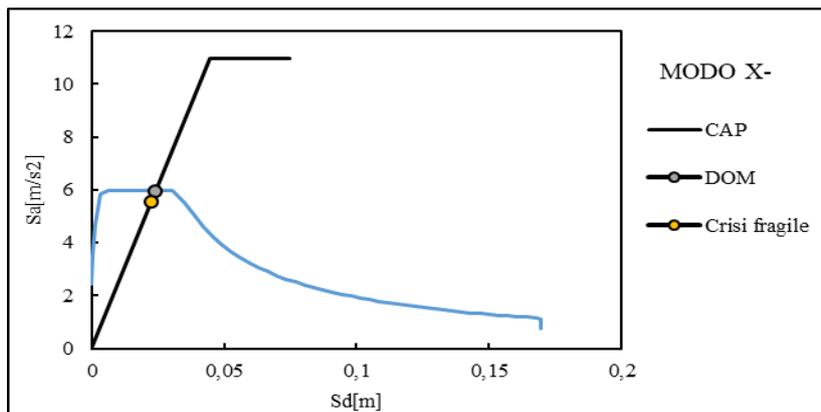
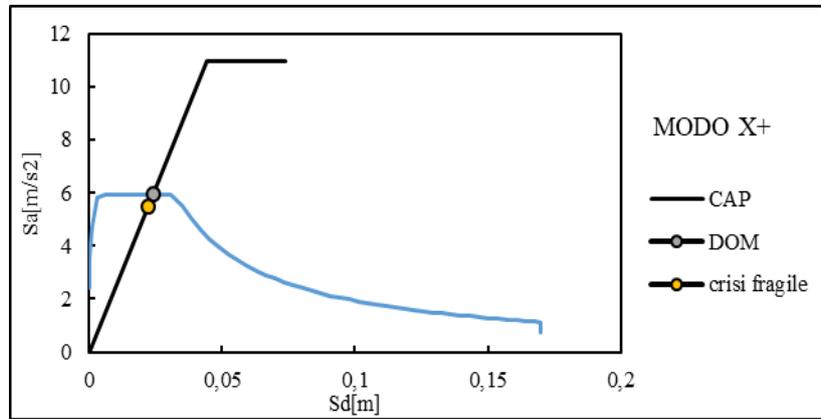


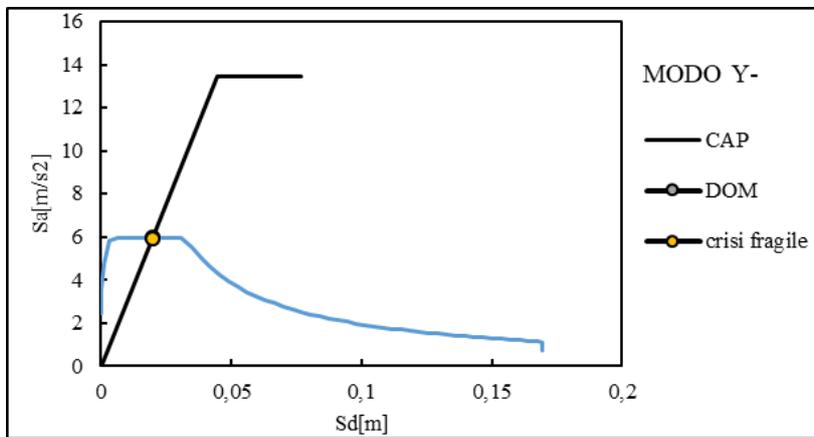
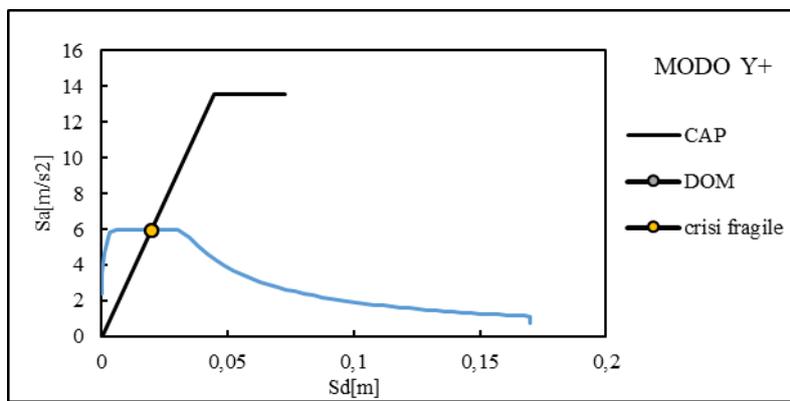
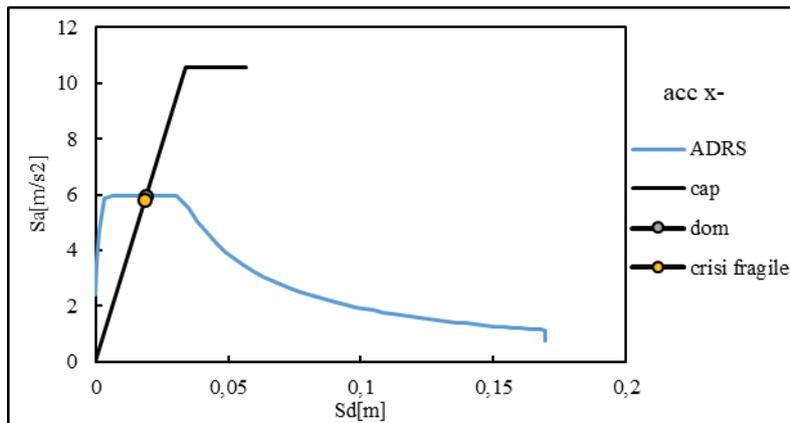
Figura 81- Deformata dell'edificio al punto di domanda secondo la combo Modo X, si nota che l'esoscheletro è in campo elastico(nessun pallino colorato si è attivato)

- SISTEMA POST OPERAM CON SETTI NON COLLABORANTI E  $IS=1.00$ .

Di seguito si riportano i grafici nello spazio ADRS relativi alle otto combinazioni sismiche della analisi statica non lineare dove si mostra il punto di domanda e di capacità:



Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte III: Caso studio: scuola Santini



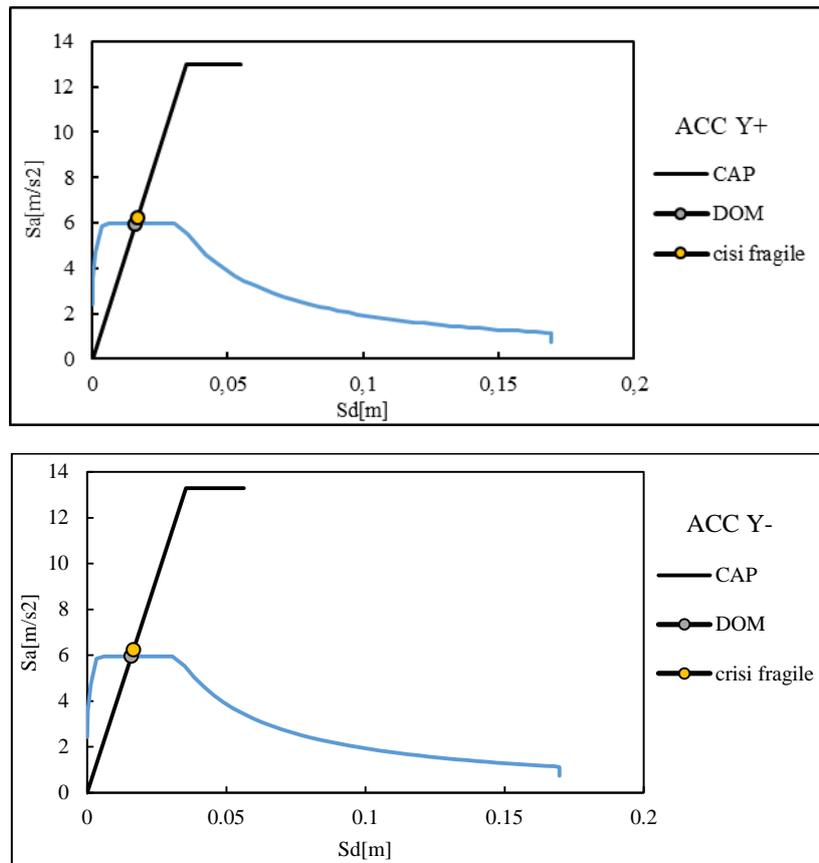


Figura 82-Rappresentazione nello spazio ADRS dello SDOF bilinearizzato della struttura post operam nel caso di setti non collaboranti e IS=1.0.

I risultati delle analisi si possono sintetizzare nel grafico che segue:

COMBO Y	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO Y+	0,401	0,032	0,099	0,030	1,4	1,0
MODO Y-	0,400	0,032	0,100	0,030	1,4	1,0
MASSA Y+	0,355	0,025	0,076	0,025	1,4	1,0
MASSA Y-	0,356	0,026	0,076	0,025	1,4	1,0

COMBO X	T*	D,MDOF	C,MDOF	D,FRAGILE	$\zeta_{E,flex}$	$\zeta_{E,fragile}$
	s	m	m	m	[-]	[-]
MODO X+	0,360	0,026	0,097	0,025	1,4	1,0
MODO X-	0,361	0,026	0,101	0,025	1,4	1,0
MASSA X+	0,324	0,021	0,073	0,022	1,4	1,0
MASSA X-	0,325	0,021	0,075	0,022	1,4	1,0

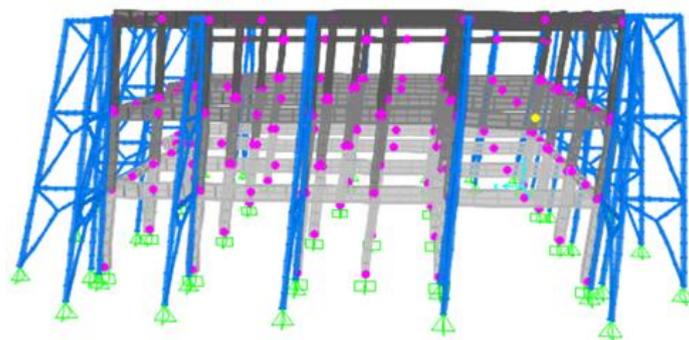


Figura 83- Deformata dell'edificio al punto di domanda secondo la combo Modo X, si nota che l'esoscheletro è in campo elastico(nessun pallino colorato si è attivato)

Nel successivo capitolo capiremo che quanto su determinato, rappresenta la prima sottofase della fase 5., la quale verrà successivamente descritta. A partire da queste analisi si determinano le sollecitazioni che serviranno poi per la progettazione dei nodi.

#### 5.4 Risposta dinamica della struttura e sua regolarizzazione

Partendo dalle strutture ottenute a valle di un processo di ottimizzazione degli esoscheletri e a valle dell'applicazione della metodologia di progetto proposta, si va ad approfondire due tipologie di strutture:

- Struttura con esoscheletro non dissipativo e  $IS=0.80$ ;
- Struttura con esoscheletro non dissipativo e  $IS=1.00$ ;

Avvalendoci del software di calcolo ProSAP, modelliamo ambo le strutture e vediamo come questa metodologia (in particolare la fase 3) permette di regolarizzare la risposta dinamica della struttura.

Nota bene:

- pallino rosso - centro delle masse CM
- pallino nero – centro delle rigidezza CR.

Struttura ante operam con setti collaboranti:

Modo	T [s]	X [%]	Y [%]	RZ [%]
1	0,70	1	0	70
2	0,62	72	0	4
3	0,32	0	72	0

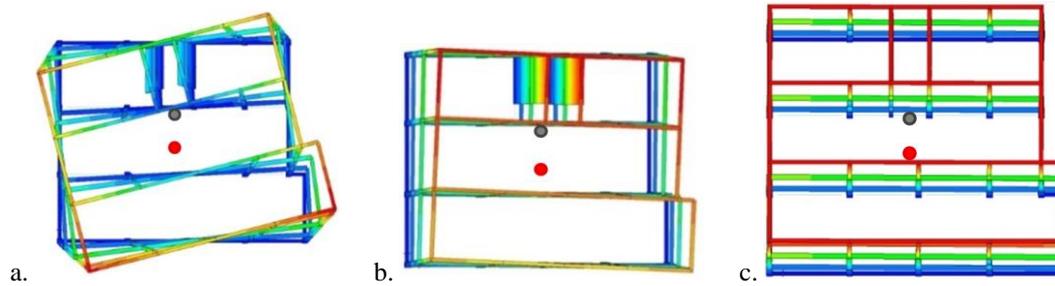


Figura 84- Modi di vibrare della struttura ante operam con setti collaboranti:  
 1 modo (a), 2 modo (b), 3 modo (c).

Struttura ante operam con setti non collaboranti:

Modo	T [s]	X [%]	Y [%]	RZ [%]
1	1,53	0	69	0
2	0,77	0	0	73
3	0,64	72	0	0

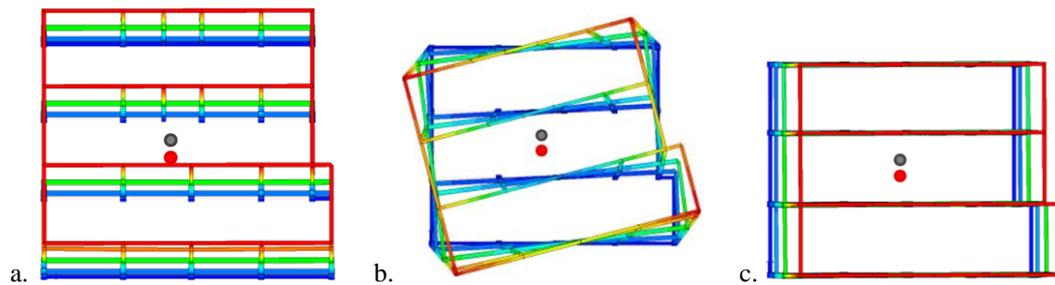


Figura 85- Modi di vibrare della struttura ante operam con setti non collaboranti:  
 1 modo (a), 2 modo (b), 3 modo (c).

Struttura post operam con setti collaboranti (IS=0.80 – IS=1.00):

Modo	T [s]	X [%]	Y [%]	RZ [%]
1	0,39	84	0	7
	0,37	82	0	0
2	0,38	0	0	77
	0,35	1	0	84
3	0,27	0	74	0
	0,26	0	74	0

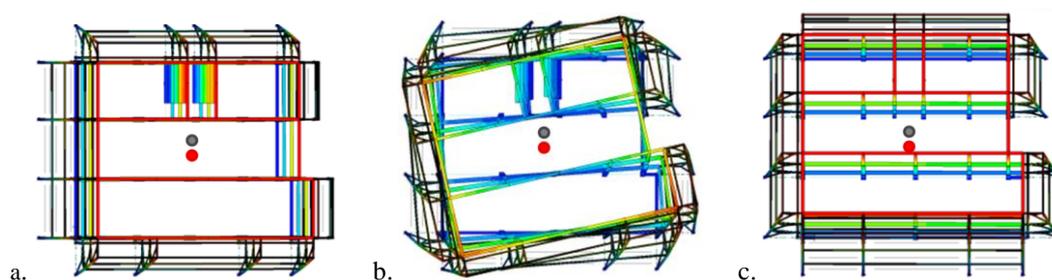


Figura 86- Modi di vibrare della struttura post operam con setti collaboranti:  
 1 modo (a), 2 modo (b), 3 modo (c).

Struttura post operam con setti non collaboranti (IS=0.80 – IS=1.00):

Modo	T [s]	X [%]	Y [%]	RZ [%]
1	0,43	0	85	0
	0,38	0	83	0
2	0,39	83	0	1
	0,36	82	0	1
3	0,38	1	0	84
	0,34	2	0	82

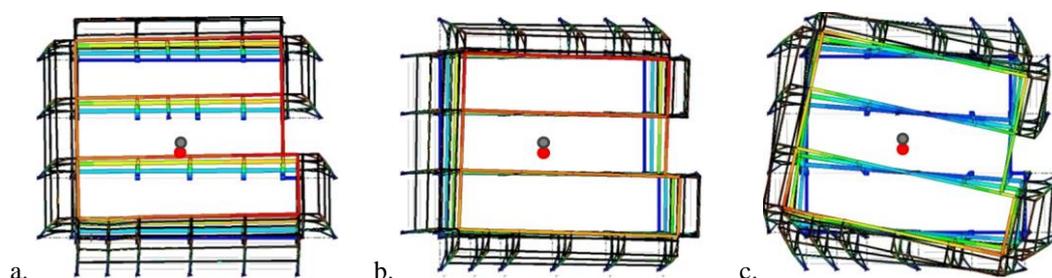


Figura 87- Modi di vibrare della struttura post operam con setti non collaboranti:  
 1 modo (a), 2 modo (b), 3 modo (c).

Nel caso di struttura con setti collaboranti si può osservare che il modo di vibrare rotazionale passa da primo a secondo modo. Inoltre la presenza dei setti in c.a., ovvero di elementi molto rigidi e pesanti, nonostante il loro grosso impatto sulla struttura, viene “mitigato” dagli esoscheletri che riescono a ricentrare il CR sul CM: tale fenomeno ce lo aspettavamo perché se ad un sistema irregolare (struttura esistente) sommiamo una struttura ad essa regolare (sistema di esoscheletri) il risultato è un sistema che dal punto di vista della regolarità è migliore.

Nel caso di struttura con setti non collaboranti si può osservare come il modo di vibrare rotazionale passa da secondo a terzo modo. Inoltre si può osservare, se pur minore rispetto al caso precedente, come anche in questo caso gli esoscheletri hanno un ruolo di ricentramento del CR sul CM.

Si è voluto dimostrare ed evidenziare come la fase 3 della metodologia di progetto proposta può essere molto utile anche su questo aspetto: dalle sezioni di predimensionamento, vado in primis a raggiungere la rigidità target richiesta, e poi, mantenendo sempre più o meno invariata la rigidità determinata nella fase precedente, vado a “giocare” con le sezioni trasversali degli elementi, con la posizione degli esoscheletri sulla griglia strutturale esistente e/o eliminando-scollegando alcune pareti dell’esoscheletro, per evitare o limitare le eccentricità del CR sul CM e quindi per un loro ottimale ricentramento in pianta che rende più regolare la struttura nel momento in cui arriva il sisma ( vedi circolare C.7.4.3.1).

### **5.5 Note sul comportamento non dissipativo del sistema secondo normativa**

Le nuove NTC2018 non pongono limiti sulla scelta progettuale del comportamento strutturale da adottare per le strutture in zona sismica. Il progettista è libero di scegliere se adottare un comportamento strutturale dissipativo o non dissipativo (7.2.2):

*Le costruzioni soggette all’azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d’isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:*

- *comportamento strutturale non dissipativo;*
- *comportamento strutturale dissipativo.*

*Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall’azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6).*

*Per comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico; la domanda derivante dall’azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento  $q$  (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un’adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).*

L’NTC2018 al cap. 7.3 dice:

*L’entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura, secondo i criteri definiti al § 7.3.6, può essere valutata utilizzando una delle modellazioni descritte in precedenza ed adottando uno fra i metodi di analisi illustrati nel seguito. I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato. Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a*

comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ :

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Per eseguire l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta (analisi modale con fattore  $q$ ) nel caso di strutture non dissipative, si utilizzerà uno spettro di progetto ottenuto riducendo le ordinate dello spettro elastico mediante il fattore di comportamento  $q_{ND}$  per strutture non dissipative definito nella tab. 7.3.I.. La norma vecchia prevedeva per le strutture non dissipative solo un fattore di comportamento unitario, la nuova consente un fattore con valore compreso fra 1 e 1.5 e si calcola come segue (cap. 7.3.1):

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD} \leq 1.5$$

La NTC 2018 al cap. 7.3.6.1 dice:

*Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV: per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Ricordiamo che per sistema sostanzialmente elastico vuol dire che si accettano piccole plasticizzazioni diffuse ma trascurabili al comportamento della struttura stessa.*

Come ci aspettavamo, per le strutture non dissipative, l'azione sismica avrà un valore maggiore rispetto alle strutture dissipative, perché le prime prediligono la resistenza a scapito della duttilità: la resistenza del sistema sarà maggiore ma non è richiesta la duttilità. Quando si sceglie un comportamento strutturale non dissipativo (elastico o sostanzialmente elastico), non va applicato il principio di gerarchia delle resistenze e di conseguenza il concetto di progettazione in capacità definito dalla norma. Per le strutture non dissipative le azioni sismiche sono più elevate. Le strutture non dissipative sono progettate per avere una resistenza tale da rimanere in campo elastico in presenza di un evento sismico. Infatti la NTC 2018 al cap. 7.5 dice: *Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo. Nel caso di comportamento strutturale dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3 delle presenti norme, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.3 al § 7.5.6.*

## **6 CASO STUDIO EDIFICIO MULTIPIANO: Progettazione dei nodi e dei sistemi di trasferimento**

Si effettuerà una analisi parametrica per poter cogliere meglio il comportamento della struttura e dei nodi in esame. Il lavoro di parametrizzazione della tesi individua due tipologie di parametri:

- Parametri di progetto (tutti quei parametri che sono a discrezione del progettista):
  - Tecnologici: i materiali per i collegamenti in elevazione e in fondazione;
  - Tipologici: riguardano la rigidezza flessionale dei nodi in elevazione e dei nodi in fondazione (Pinned, Semirigid, Rigid) o riguardano il tipo di fondazione (superficiale, profonda,...);
- Parametri di contesto (tutti quei parametri che dipendono dalle condizioni al contorno):
  - Classe del calcestruzzo (per i sistemi di trasferimento);
  - Categoria di sottosuolo (per le fondazioni e il sottosuolo);

### **6.1 Finalità ed obiettivi dello studio**

Quando si studiano specifiche strutture, spesso non bisogna limitarsi alla sola analisi globale della struttura, in quanto il comportamento di alcune sue parti potrebbe essere non considerato nell'analisi e, di conseguenza, le criticità di queste parti e il reale comportamento della struttura verrebbe alterato. Oggigiorno per analizzare i nodi, talvolta complessi, ci si avvale di software specifici che permettono con estrema semplicità e velocità (grazie allo sviluppo informatico odierno) lo studio del loro comportamento, e quindi, fare le opportune considerazioni di resistenza, duttilità, deformabilità e rigidezza locale e globale.

Il presente lavoro di tesi approfondisce la fase 5 della metodologia di progetto proposta e suddivide questa in tre sottofasi:

- 5.1) analisi push over della struttura post operam;
- 5.2) determinazione delle sollecitazioni più gravose sull'esoscheletro;
- 5.3) progetto e verifica dei nodi con sollecitazioni derivanti dall'analisi push over

La sottofase 5.1, esplicitata sinteticamente nel capitolo 5 paragrafo (fase progettuale), consiste nel fare le analisi non lineari della struttura post operam sia della struttura post operam con setti collaboranti sia della struttura post operam con setti non collaboranti, entrambi tali che l'IS-V sia pari a 0.80 e 1.00.

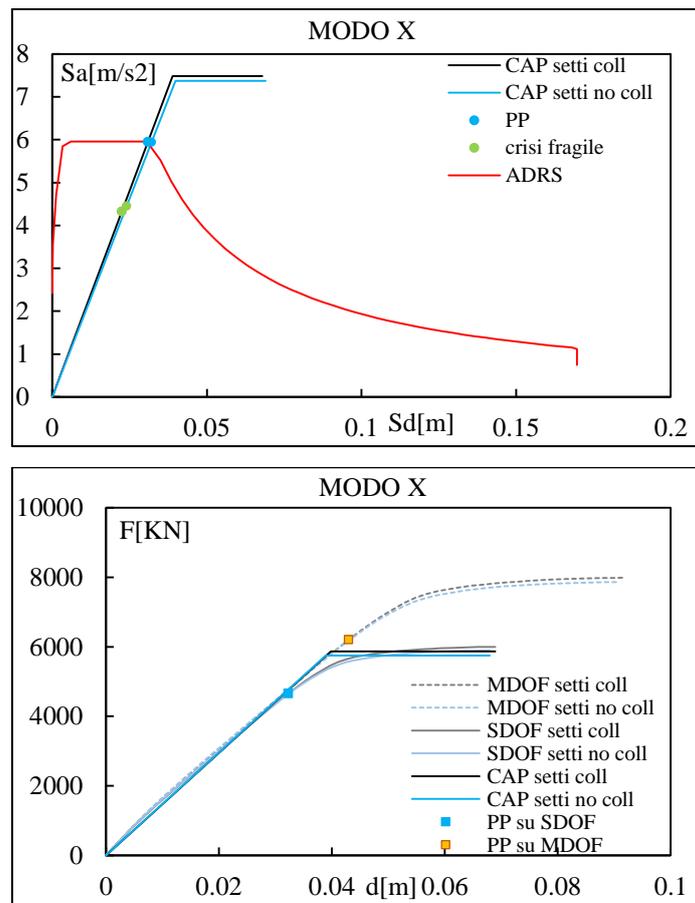


Figura 88: rappresentazione della combinazione più gravosa per l'esoscheletro

La sottofase 5.2 consiste nel prendere le sollecitazioni dal PP, ricavato con l'analisi non lineare effettuata al SAP2000, e nell'andare ad individuare, tra tutte le combinazioni dell'analisi non lineari, quella che restituisce maggiori sollecitazioni nell'esoscheletro.

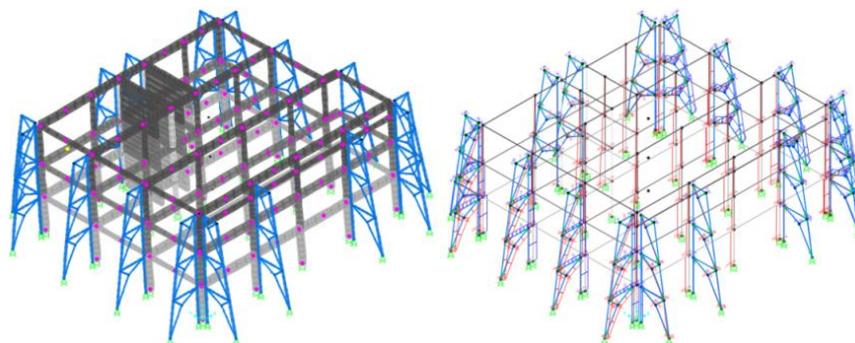


Figura 89: determinazione dell'esoscheletro più sollecitato nella struttura con setti collaboranti

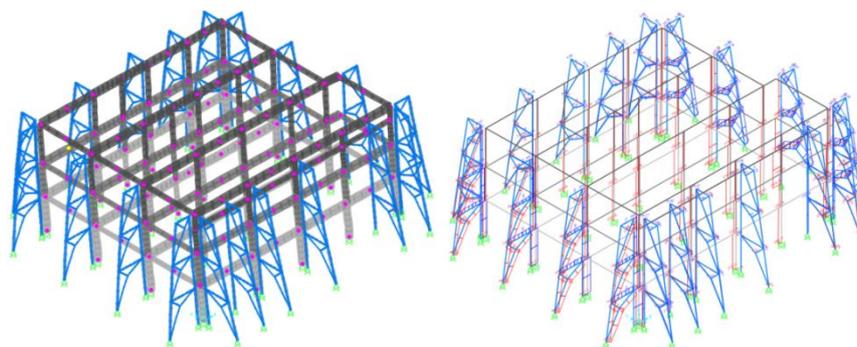


Figura 90: determinazione dell'esoscheletro più sollecitato nella struttura con setti non collaboranti

La sottofase 5.3 ci consente di prendere le sollecitazioni trovate nella sottofase precedente e andare a progettare e verificare i nodi con queste sollecitazioni, derivanti dalla push over (non amplificate). Per fare ciò ci si è avvalso del software di calcolo IDEA Statica. Con tale software, introdotto nel successivo paragrafo, si è progettato e verificato allo SLV i nodi in elevazione, i nodi in fondazione e i sistemi di trasferimento dell'esoscheletro non dissipativo sia per  $IS=0.80$  che per  $IS=1.00$ . Questo lavoro ha restituito un dimensionamento di tutte quelle che sono le parti dei nodi citati che l'analisi non lineare effettuata con il SAP2000 non poteva restituire.

## **6.2 Scelta del software IDEA Statica e descrizione del Metodo agli Elementi Finiti basato sulle Componenti (CBFEM)**

I metodi tradizionali, stabiliti nelle varie norme, continuano a semplificarsi eccessivamente, con l'obiettivo di fornire una soluzione ad un maggior numero di configurazioni e tipologie di connessioni. Di conseguenza, le numerose possibilità di combinazione degli elementi finiscono per essere una causa comune di incertezza e insicurezza a causa della conoscenza insufficiente su come controllare correttamente la connessione. Esiste oggi un numero considerevole di applicazioni relative all'analisi delle strutture e nello specifico al calcolo delle connessioni per strutture in acciaio. Tuttavia, questa fase del progetto strutturale continua ad essere un passaggio problematico che molti ingegneri preferirebbero evitare. La colpa è del software esistente che, basato su metodi tradizionali, contiene una serie di limitazioni che impediscono l'analisi di tutti i casi possibili, alcuni dei quali nemmeno complessi come si potrebbe pensare.

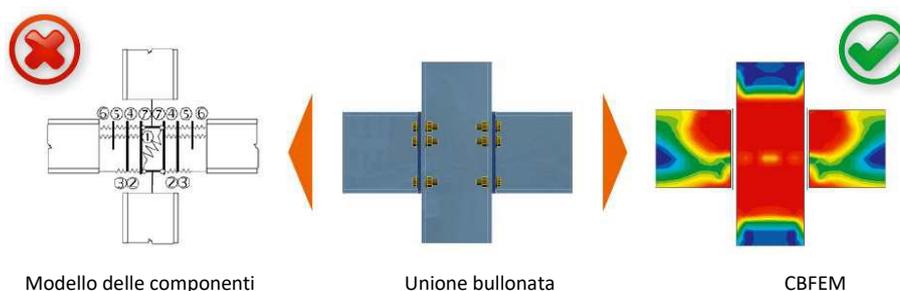
L'elemento trave è preferito dagli ingegneri nell'ambito della progettazione di strutture in acciaio. Ci sono però molti punti della struttura in cui la teoria della trave non è valida, ad esempio nei giunti saldati, nelle connessioni bullonate, in presenza di fori nelle pareti, di rastremazioni dell'altezza delle sezioni o di carichi puntuali. L'analisi strutturale in questi punti è difficile e richiede particolare attenzione. Il comportamento infatti è non-lineare e queste non-linearità vanno rispettate, come la plasticizzazione dei materiali che costituiscono le piastre, i punti di contatto tra

piastre di estremità o piastre di base e il blocco di cemento, l'irreversibilità delle azioni dei bulloni e degli ancoraggi, le saldature. IDEA Statica soddisfa tutte queste richieste.

IDEA Statica ha sviluppato un nuovo metodo per la progettazione avanzata dei giunti nelle strutture in acciaio, il nuovo Modello a Elementi Finiti basato sulle Componenti (CBFEM).

Come funziona?

- L'unione è divisa nelle componenti.
- Tutte le piastre di acciaio sono modellate tramite il metodo a elementi finiti assumendo un materiale ideale elastico-plastico.
- Bulloni, saldature e blocchi di calcestruzzo sono modellati come molle elasto-plastiche.
- Il modello a elementi finiti è usato per studiare le forze interne in ogni componente.
- Le piastre sono verificate per la deformazione plastica limite (5% secondo EN1993-1-5).
- Ogni componente è verificata secondo le specifiche formule come nel Metodo delle Componenti.



Il metodo CBFEM è basato sull'idea che la maggior parte degli aspetti verificati e molto utili del metodo delle componenti debbano essere conservate. Il punto debole del metodo delle componenti, ossia la sua generalizzazione nell'analizzare le tensioni delle singole componenti, è stato sostituito dalla modellazione e analisi tramite metodo degli elementi finiti (FEM).

IDEA Connection è basato su un metodo di analisi chiamato metodo CBFEM che combina i vantaggi del metodo generale agli elementi finiti (FEM) e il metodo standard delle componenti (CM). Le tensioni e le forze interne calcolate con analisi FEM vengono quindi applicate nelle verifiche di tutte le componenti, proprio come nel metodo delle componenti.

Il materiale, che si basa sul criterio di Von Mises, è elasto-plastico con incrudimento secondo EN1993-1-5.

### Metodo delle componenti

Il metodo delle componenti (MC), regolato dall'eurocodice 3, risolve i giunti come un sistema di elementi interconnessi tra loro: le componenti. Il modello corrispondente è composto per ogni tipo di giunto, in modo da essere in grado di determinare forze e tensioni in ogni componente (vedi figura seguente).

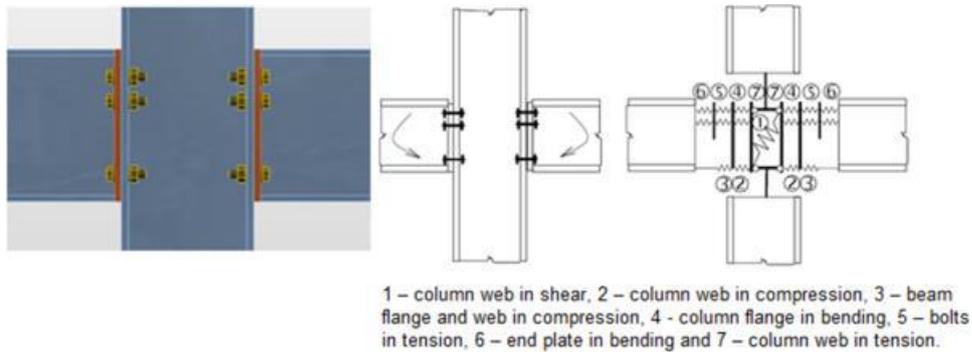


Figura 91- Elementi nel nodo con piastre di estremità bullonate, rappresentate con delle molle

Ogni componente viene controllata separatamente usando i metodi corrispondenti. Poiché ogni tipo di giunto necessita di un proprio modello specifico, l'utilizzo di questo metodo ha dei limiti nei casi in cui si debbano risolvere giunti di geometrie generiche e carichi qualunque.

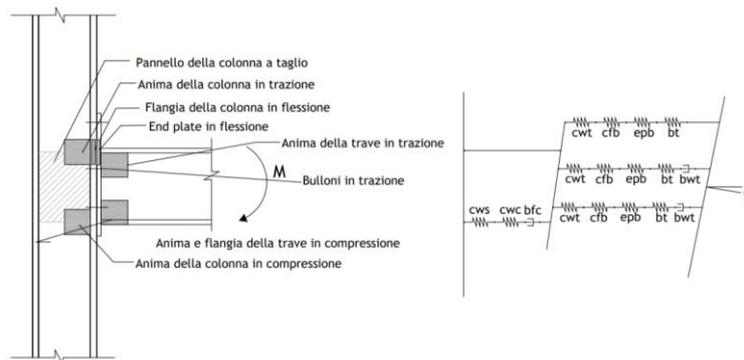


Figura 92- Esempio componenti di un nodo flangiato generico

Non tutte le componenti sono dello stesso tipo, poiché alcune di esse contribuiscono sia in termini di rigidità che di resistenza (molla), e vengono modellate con legami di tipo elasto-plastico; altre, ponendo solo una limitazione alla resistenza (pistone), vengono modellate con legami di tipo rigido-plastico.

Determinati i valori di resistenza e rigidità di ogni componente nodale, è necessario, per ricavare il legame momento-rotazione del nodo, correlare le singole componenti fra loro, assumendo che la resistenza complessiva sia governata dalla resistenza della componente più debole, per cui:

$$F_{rd,min} = \min\{F_{cws,Rd}, F_{cwt,Rd}, F_{cwc,Rd}, F_{cfb,Rd}, F_{bfc,Rd}\} \Rightarrow M_{j,Rd} = F_{rd,min} h_t$$

Dove  $h_t$  è il braccio della coppia interna. Per quanto concerne la rigidità, note le rigidità delle singole componenti, la rigidità nodale risultante sarà fornita dal collegamento in serie delle tre componenti deformabili:

$$K_{\varphi} = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_{Kcwt}}}$$

### Metodo agli elementi finiti

Il metodo agli elementi finiti (FEM - Finite Element Method) è un metodo generale comunemente utilizzato per le analisi strutturali. L'utilizzo del FEM per la modellazione di giunti di qualsivoglia forma sembra offrire un'opzione molto valida (Virdi, 1999). E' richiesta un'analisi elasto-plastica. L'acciaio infatti è soggetto a frequente plasticizzazione all'interno della struttura. Per questo motivo, i risultati di un'analisi lineare sono inutili per il progetto delle connessioni.

Le analisi FEM permettono di calcolare il comportamento strutturale di un sistema tramite una griglia geometrica (MESH) che divide in tanti piccoli elementi il modello. La soluzione finale viene trovata dal sistema «sommando» tutte le soluzioni parziali calcolate per ogni elemento. A fronte delle condizioni al contorno applicate, un'analisi FEM permette di ricavare spostamenti, deformazioni e tensioni presenti in un sistema strutturale. Con questo metodo si superano i limiti della teoria classica che non sono sempre valide e l'errore più comune è quello di estendere tale teoria su qualsiasi struttura avente intagli, spigoli, sezioni tozze.

I giunti composti da diversi elementi sono modellati come punti privi di massa durante l'analisi di telai in acciaio o strutture reticolari. Le equazioni di equilibrio sono verificate nel nodo e, dopo aver risolto l'intera struttura, vengono determinate le forze interne alle estremità delle travi. Infatti, il nodo è caricato con queste forze. La risultante di tutte le forze proveniente da tutti gli elementi convergenti nel nodo è nulla, il giunto è in equilibrio. La reale configurazione del nodo non è nota nel modello strutturale, in esso so solo se è da considerare come incastro o cerniera.

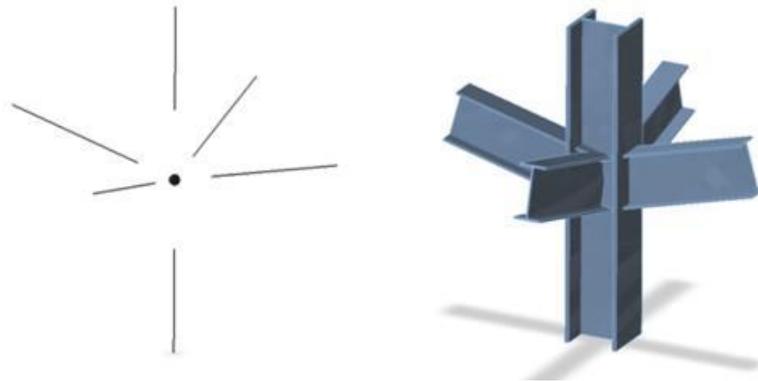


Figura 93- Giunto teorico (senza massa) e forma reale di un giunto senza modifiche alle estremità degli elementi

A questo punto andiamo a studiare l'esoscheletro e in particolare i nodi in elevazione e in fondazione del Sistema Benchmark del progetto ReLUIS WP5 2019-2021 attraverso una analisi non lineare elasto-plastica utilizzando come sollecitazioni quelle determinate da analisi statica non

lineare al SAP2000 in cui il nodo alla base e le estremità delle diagonali sono state modellate come cerniere. Sfruttando il plug-in interno PRO\_IDEA (interoperabilità di 2 livello formato proprietario) posso studiare le geometrie dei nodi interessati con tutte le combinazioni di calcolo ad esse associate. In realtà per il momento, il software ProSAP, dopo l'ultimo aggiornamento di IDEASTatica, non funziona bene e dunque invece di esportare e importare in un attimo quanto detto, manualmente si prenderanno le geometrie e i carichi peggiori per poi progettare e verificare con le solite verifiche dei nodi in acciaio la piastra di base e, a seconda del tipo di nodo, le bullonature o le saldature considerando le sollecitazioni peggiori gravanti sul nodo.

### 6.3 Tipologia dei nodi e parametri di progetto

Nel caso specifico del presente capitolo il lavoro di parametrizzazione della tesi individua due tipologie di parametri:

- Parametri di progetto:
  - Tecnologici (S275, S355): le analisi globali effettuate in studi precedenti considerano come materiale dell'esoscheletro l'S275, queste analisi mostrano che tale materiale soddisfa le richieste di resistenza. L'analisi locale effettuata con IDEASTatica mostra però, che la resistenza di questo materiale, non è sufficiente a soddisfare le verifiche in corrispondenza dei nodi, dove convergono in maniera non puntuale le varie aste, e dove si può osservare una certa distribuzione di stress all'interno del nodo. Si è ritenuto opportuno, dunque, effettuare analogamente il progetto e la verifica nel caso in cui si utilizzasse un S355. Ciò è possibile farlo senza andare a ricalcolare al SAP2000 le varie sollecitazioni perché la metodologia è basata sulla rigidità e perché stiamo considerando l'esoscheletro non dissipativo e quindi rimane in campo elastico: se al SAP va bene S275 allora andrà bene anche S355;

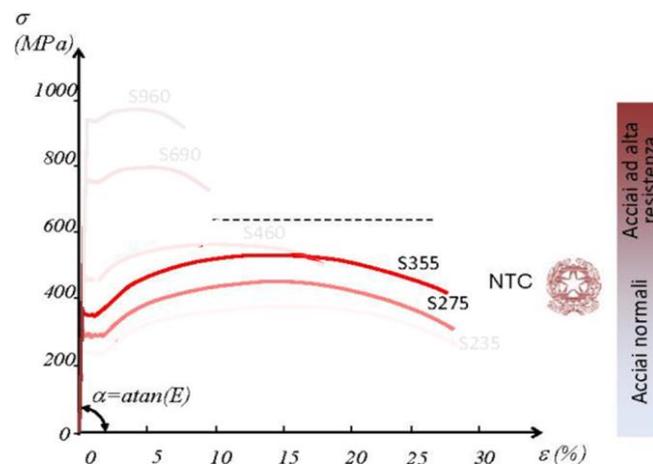


Figura 94- Comportamento  $\sigma$ - $\epsilon$  dei diversi acciai

- Tipologici (Pinned, Semirigid, Rigid): l'EC3 distingue tre differenti tipologie di nodo; in base alla rigidezza iniziale del diagramma momento-rotazione, esso si classifica in rigido, semirigido e cerniera. In questo lavoro di tesi andremo ad analizzare tutti e tre le tipologie sia dal punto di vista della loro resistenza sia dal punto di vista della loro rigidezza, che poi andremo a modellare nei modelli del SAP2000 per poter riottenere le varie push over. Questo verrà fatto sia per i nodi in elevazione che per i nodi in fondazione.

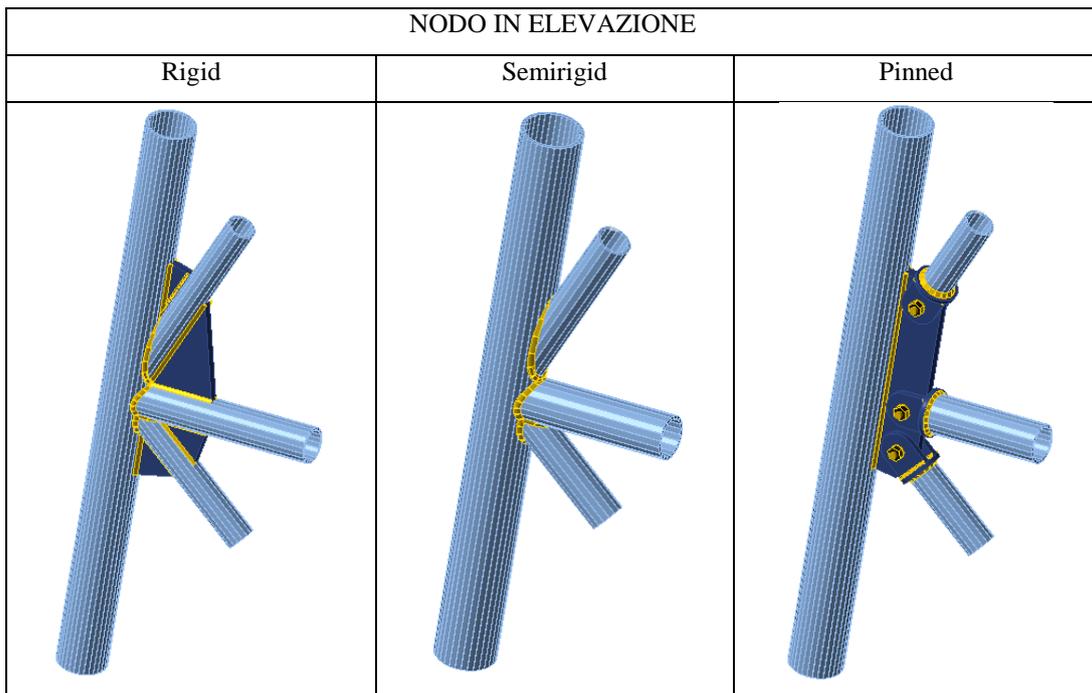


Figura 95- Tipologie del nodo in elevazione

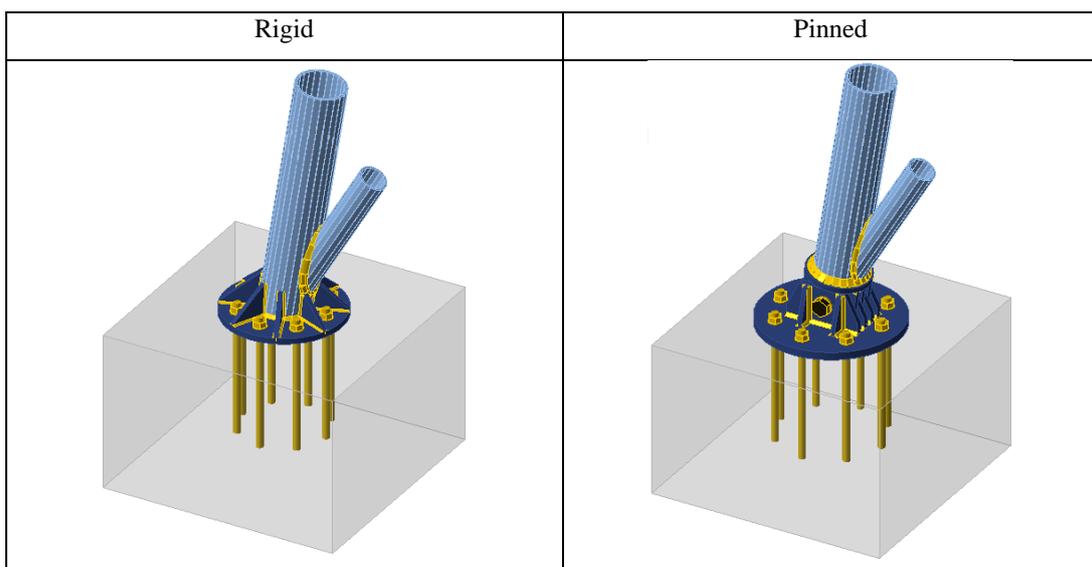


Figura 96- Tipologie del nodo in fondazione

### 6.4 Progettazione allo SLV dei nodi per sistemi non dissipativi (ND)

I collegamenti sono dimensionati effettuando verifiche globali e locali delle unioni elementari in accordo al § 4.2.8 delle NTC e all' EN1993-1-8. In particolare, nel caso in esame si considerano unioni con bulloni non precaricati e saldature a cordoni d'angolo . Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e per il rifollamento delle piastre si applicano i coefficienti di sicurezza indicati nella Tabella 4.2.XII delle NTC. La posizione dei fori per le unioni bullonate deve rispettare le limitazioni fornite nella Tabella 4.2.XIII delle NTC:

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se  $(p_1/t) < [9(235/f_y)]^{0.5}$ ; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a  $0.6 \cdot p_1$ .  
 $t$  è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

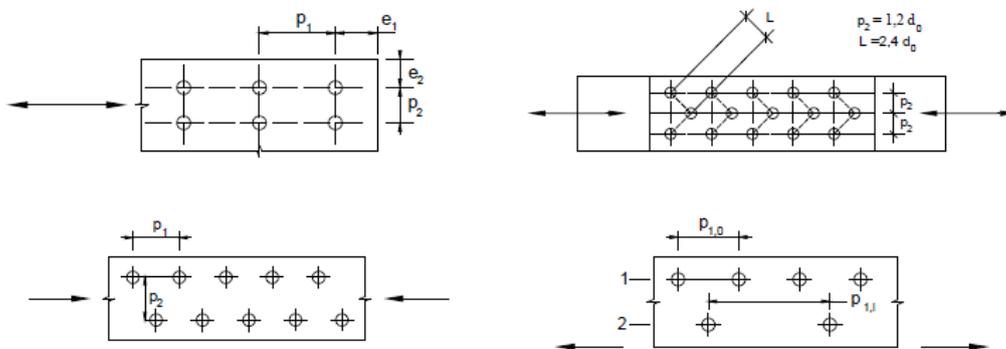


Figura 97- Limiti geometrici per la disposizione dei bulloni sulle piastre

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni,  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8 può essere assunta pari a (Formola 4.2.57):

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Per bulloni di classe 6.8 e 10.9 può essere assunta pari a (Formola 4.2.58):

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

dove  $A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha (Formula 4.2.60):

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

dove  $A$  indica l'area nominale del gambo della vite e  $f_{tb}$  la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

La resistenza di calcolo a rifollamento,  $F_{b,Rd}$ , del piatto dell'unione bullonata può essere assunta pari a (Formula 4.2.61):

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

- $d$  è il diametro nominale del gambo del bullone
- $t$  è lo spessore della piastra collegata
- $f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{(3 \cdot d_0)}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$  per bulloni di bordo nella direzione di carico applicato
- $\alpha = \min \left\{ \frac{p_1}{(3 \cdot d_0)} - 0.25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\}$  per bulloni interni nella direzione di carico applicato
- $k = \min \left\{ 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare di carico applicato
- $k = \min \left\{ 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare di carico applicato

La rottura per taglio della piastra è scongiurata perché sono rispettati i limiti geometrici per la disposizione dei bulloni sulla piastra.

La rottura per trazione della piastra nella sezione netta viene eseguita dal software con la teoria di Von Mises sulla piastra e quindi non viene vista come una verifica dei bulloni (come prevedono le norme aggiornate).

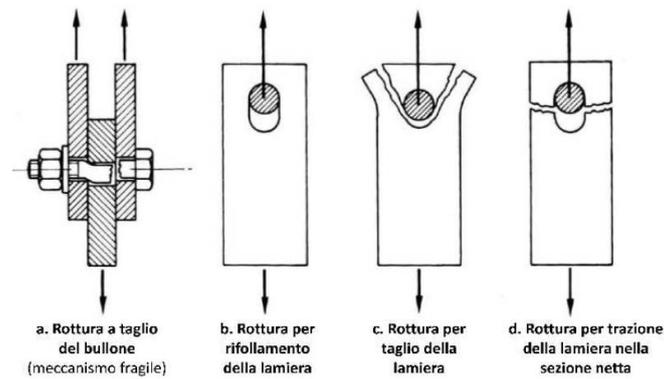


Figura 98- Meccanismi di rottura del bullone-piastra per taglio

La resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone,  $F_{t,Rd}$ , può essere assunta pari a (Formula 4.2.62):

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a (Formula 4.2.64):

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

dove  $d_m$  è il minimo tra il diametro del dato e il diametro media della testa del bullone.

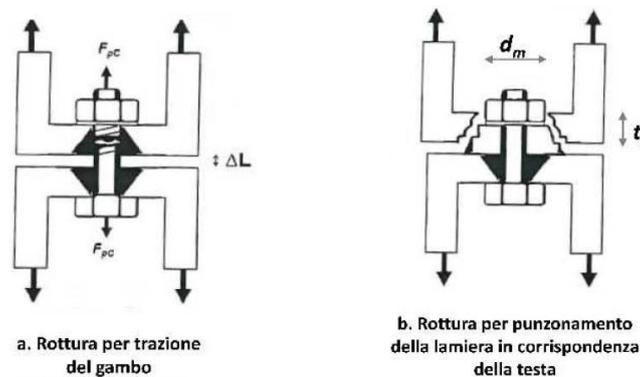
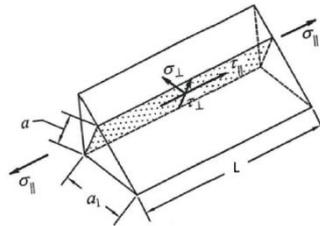


Figura 99- Meccanismi di rottura del bullone-piastra per trazione

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si deve considerare l'interazione (Formula 4.2.65):

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

La saldatura è a cordone d'angolo. La resistenza di progetto delle saldature a cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola ed è effettuata seguendo il metodo direzionale (EN 1993-1-8 Cl. 4.5.3.2 e NTC 2018 cap. 4.2.8.2):



$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} \quad \sigma_{\perp} \leq 0.9 \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Figura 100- Altezza di gola di saldature a cordone d'angolo

Siccome la normativa scelta è l'Eurocodice, la deformazione plastica nella saldatura è limitata al 5% come nelle piastre (EN 1993-1-5 App. C, Par. C.8, Nota 1).

Per quanto riguarda il basamento in calcestruzzo si segue quanto esplicito nell'EN1993-1-8 cap. 6.2.5: si calcola la capacità portante di progetto del calcestruzzo nel giunto  $f_{jd}$  sotto l'area effettiva  $A_{eff}$  della piastra di base. La qualità e lo spessore dell'eventuale malta di allettamento è introdotta dal coefficiente  $\beta_{jd}$ . L'area efficace  $A_{eff}$  sotto la piastra di base si considera di forma della sezione della colonna aumentata di un ulteriore larghezza portante  $c$  (con  $t$  spessore della piastra):

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \gamma_{M0}}}$$

La verifica è  $\sigma < f_{jd}$  dove  $\sigma = N/A_{eff}$  e  $f_{jd} = \beta_{jd} k_f k_{ck} / \gamma_c$

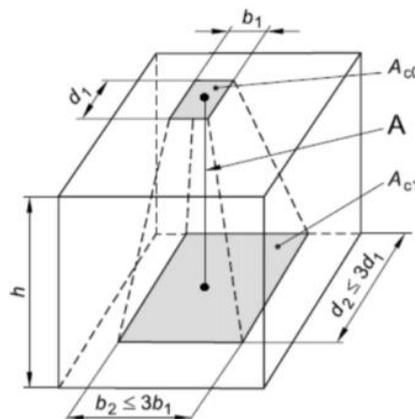


Figura 101- Distribuzione nel blocco di cls delle tensioni

Per gli ancoraggi si segue l'NTC2018 cap. 11.4 e quindi quanto esplicito nell'EN1992-4.

Seguendo le sottofasi della fase 5, ed in particolare a valle della sottofase 5.2, si osserva che la struttura che presenta, anche se di poco, esoscheletri più sollecitati, è la quella con setti collaboranti, tale struttura risulta essere anche il Sistema Benchmark del progetto ReLUIS WP5 2019-2021. Ora, passando alla sottofase 5.3, si valutano le diverse distribuzioni di stress locale e si progettano i nodi su citati attraverso una analisi non lineare elasto-plastica, utilizzando come sollecitazioni, quelle determinate da analisi statica non lineare al SAP2000, in cui il nodo alla base e le estremità delle diagonali sono state modellate come cerniere:

NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S275 – PINNED (trazione e compressione)

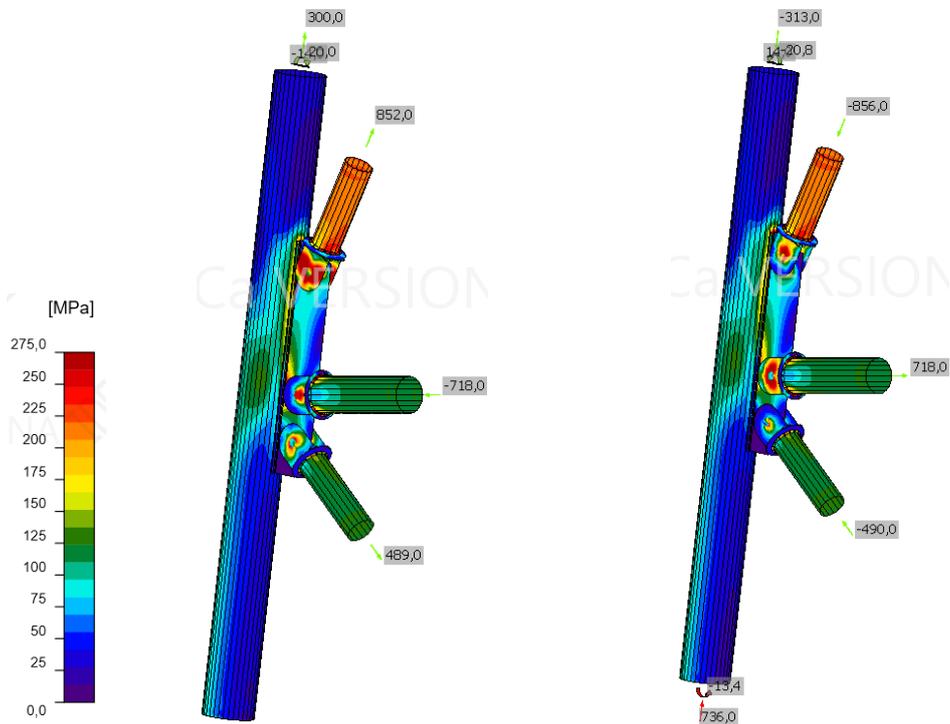


Figura 102- NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S275 – PINNED (trazione e compressione)

NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S275 – SEMIRIGID (trazione e compressione)

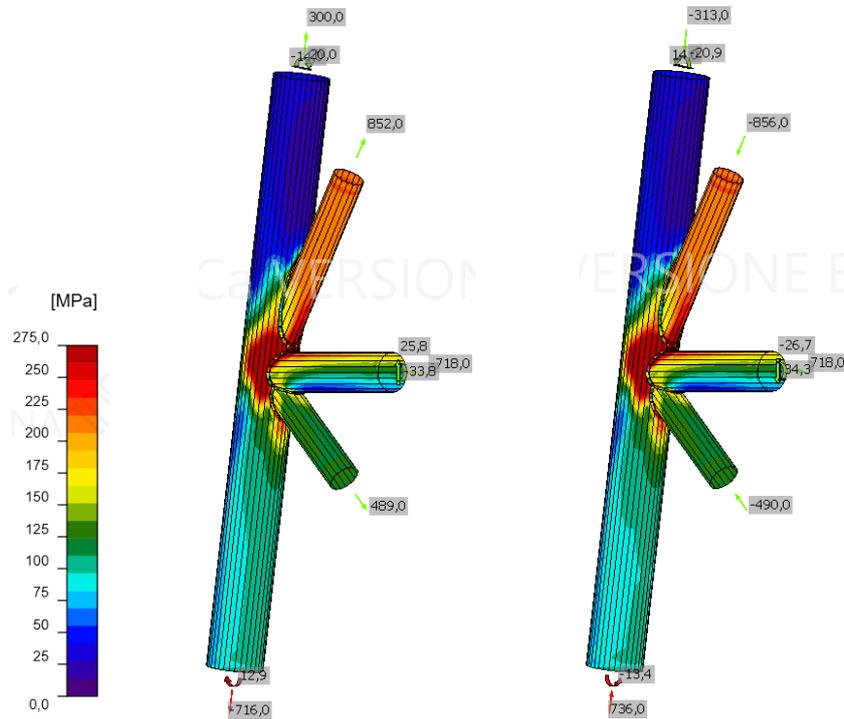


Figura 103- NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S275 – SEMIRIGID (trazione e compressione)

NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S275 – RIGID (trazione e compressione)

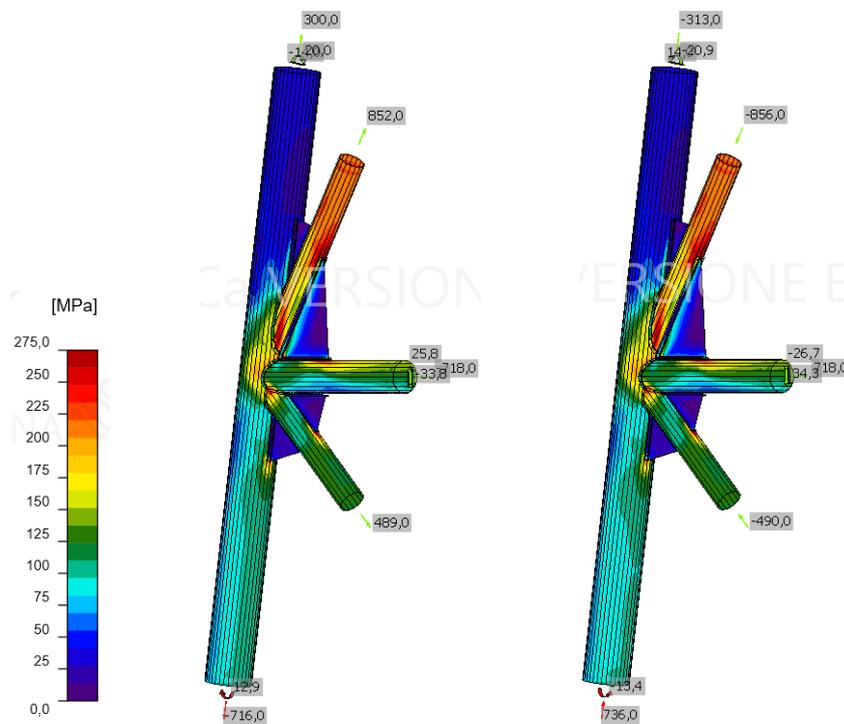


Figura 104- NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S275 – RIGID (trazione e compressione)

NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

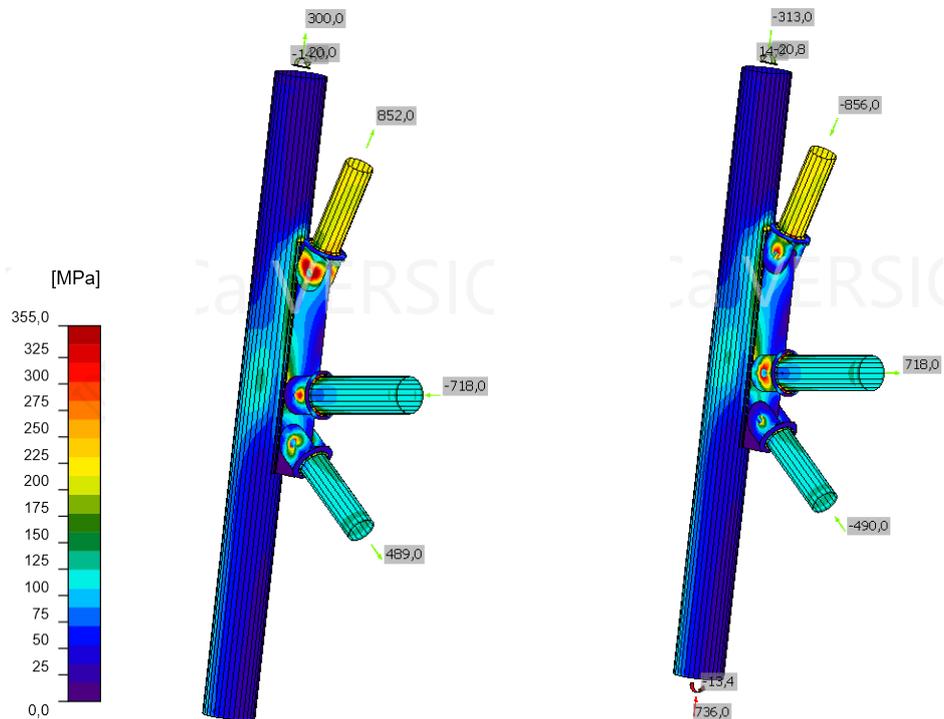


Figura 105- NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S355 – SEMIRIGID (trazione e compressione)

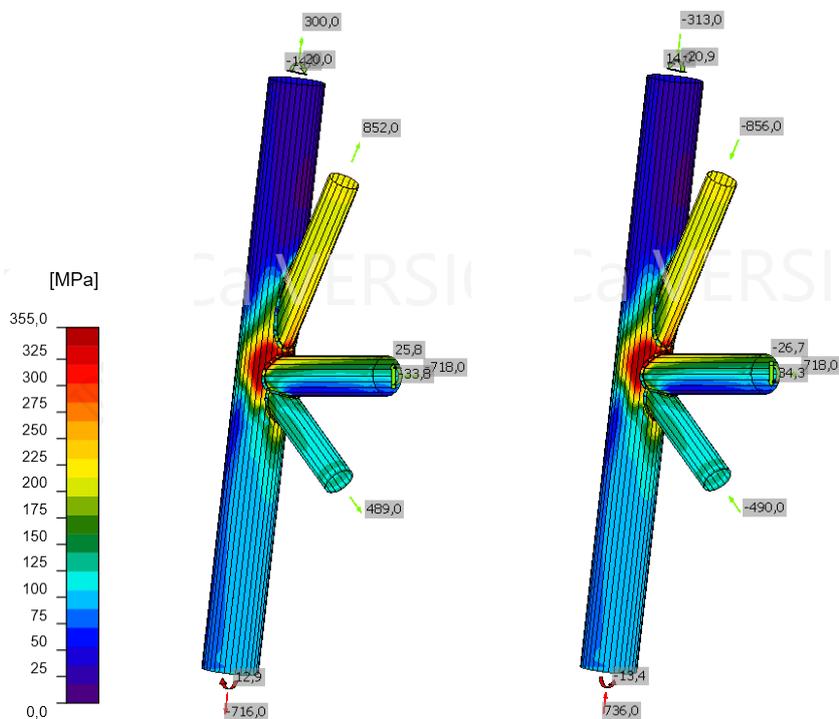


Figura 106- NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S355 – SEMIRIGID (trazione e compressione)

NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

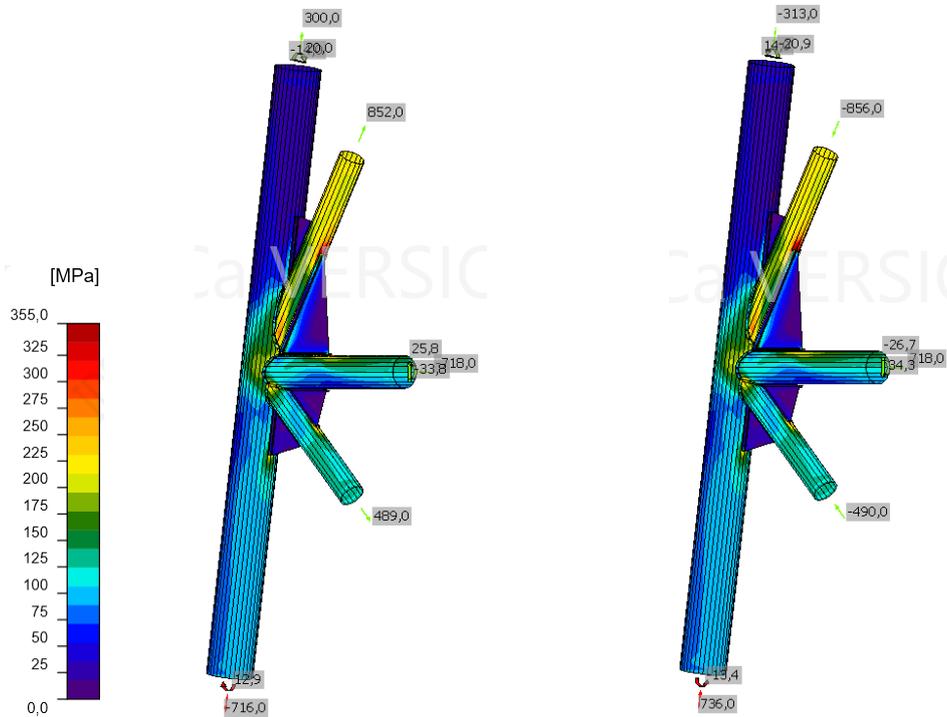


Figura 107- NODO IN ELEVAZIONE – IS=0.80 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S275 – RIGID (trazione e compressione)

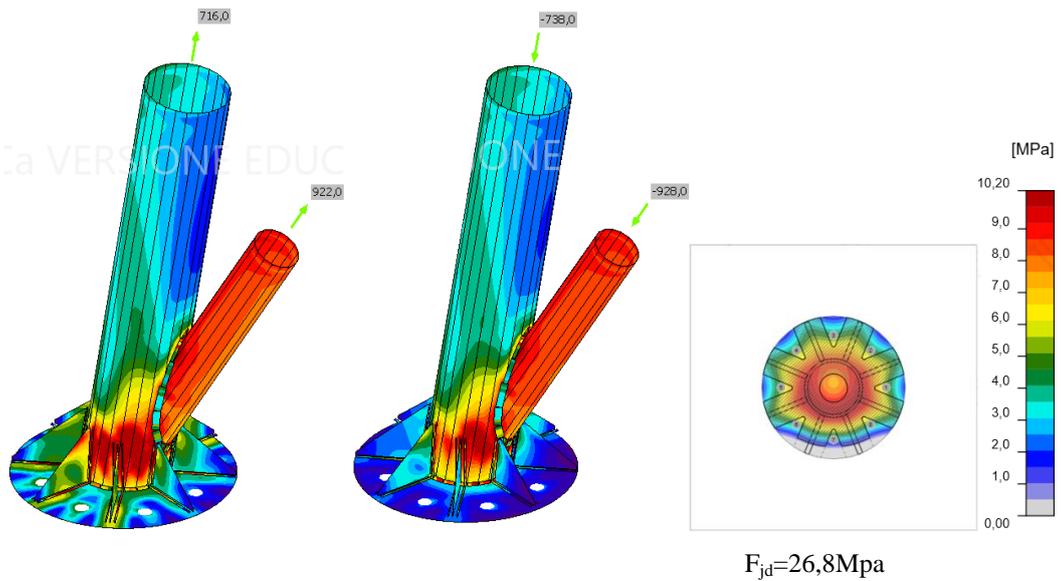


Figura 108- NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S275 – RIGID (trazione e compressione)

NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

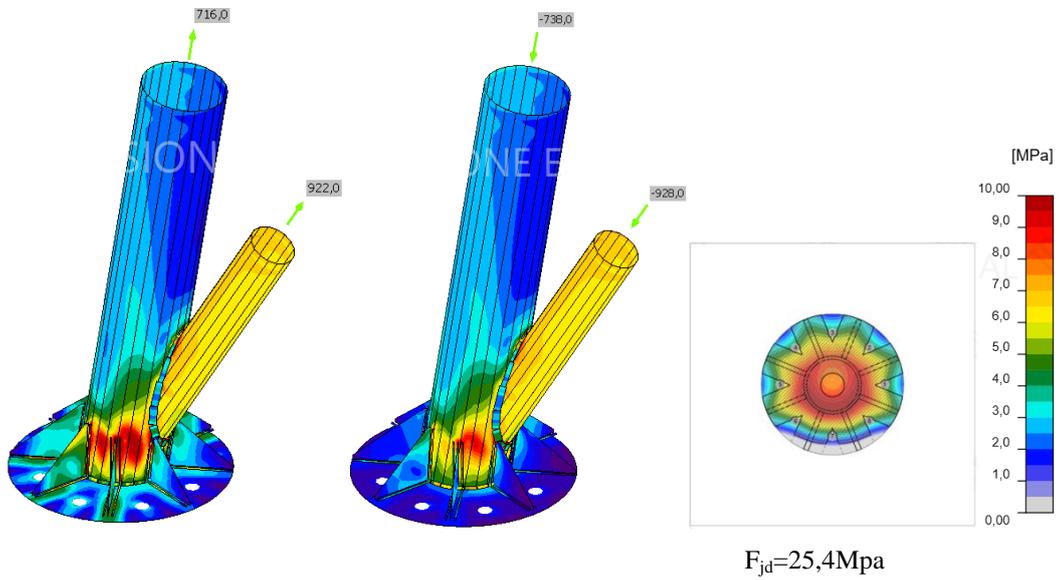


Figura 109- NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S275 – PINNED (trazione e compressione)

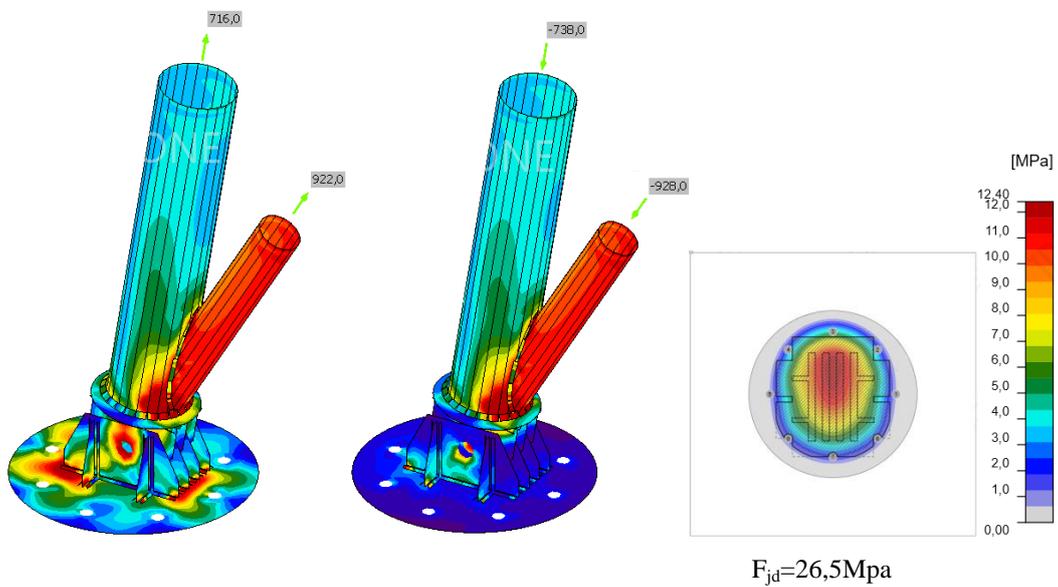


Figura 110- NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S275 – PINNED (trazione e compressione)

NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

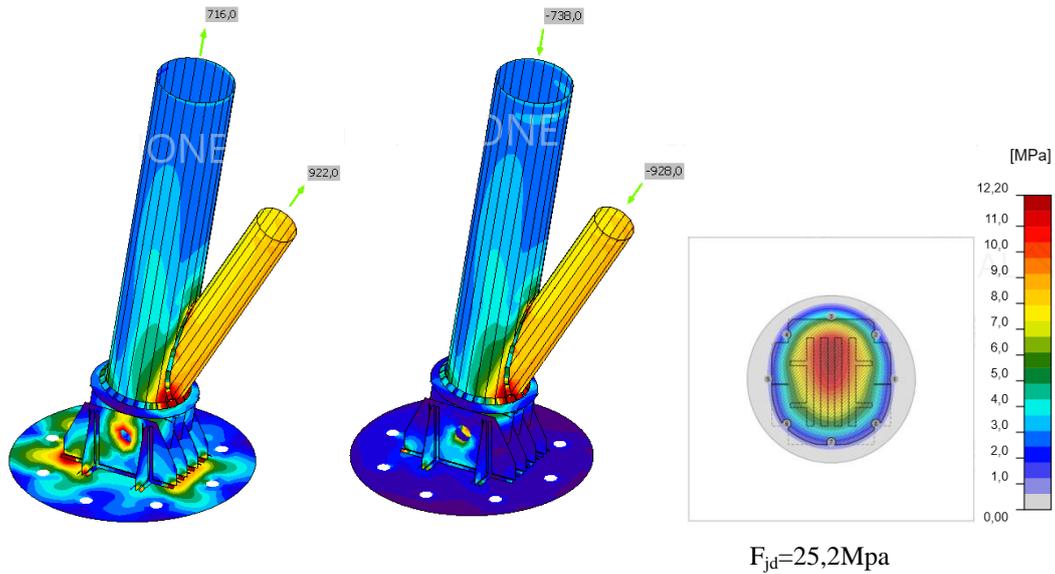


Figura 111- NODO IN FONDAZIONE – IS=0.80 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

A valle di questi primi risultati relativi alle sollecitazioni provenienti dall'analisi della struttura post operam (Sistema Benchmark) con IS-V=0.80, si è osservato che il materiale S275, mentre da una analisi globale della struttura era sufficientemente resistente alle azioni di progetto, attraverso una analisi locale dei nodi non è sufficiente in resistenza perché ci sono ampie zone di stress concentrato che fanno plasticizzare il nodo. Nel caso di S355 è possibile notare piccole zone rosse che non permettono il raggiungimento dello snervamento dell'acciaio, e comunque, sono tali da poterle considerarle trascurabili qualora raggiungessero lo snervamento, poiché rappresentano piccole ed insignificanti plasticità locali. Relativamente al materiale S355, è possibile fare un'ulteriore osservazione, ovvero che le varie membrature presentano un tasso di lavoro inferiore. In virtù di ciò si prosegue con la progettazione SLV considerando l'IS=1.00 esclusivamente per il materiale S355.

NODO IN ELEVAZIONE - IS=1.00 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

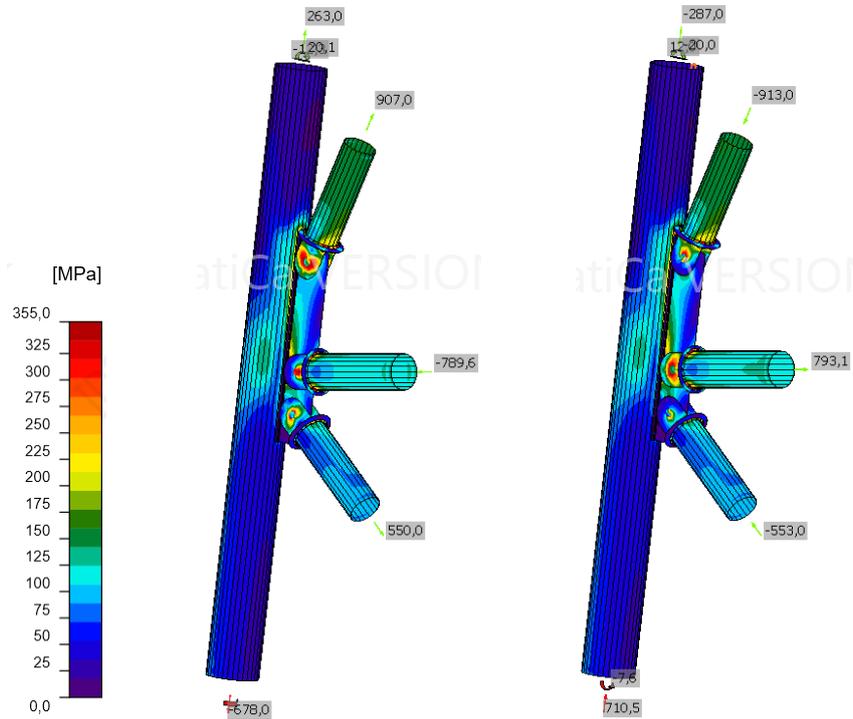


Figura 112- NODO IN ELEVAZIONE - IS=1.00 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

NODO IN ELEVAZIONE - IS=1.00 – S355 – SEMIRIGID (trazione e compressione)

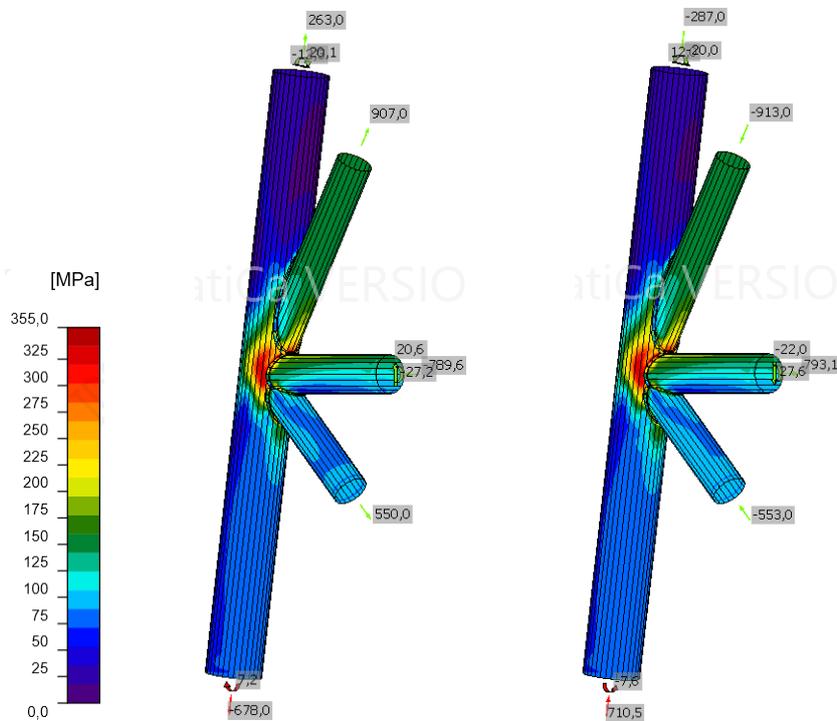


Figura 113- NODO IN ELEVAZIONE - IS=1.00 – S355 – SEMIRIGID (trazione e compressione)

NODO IN ELEVAZIONE - IS=1.00 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

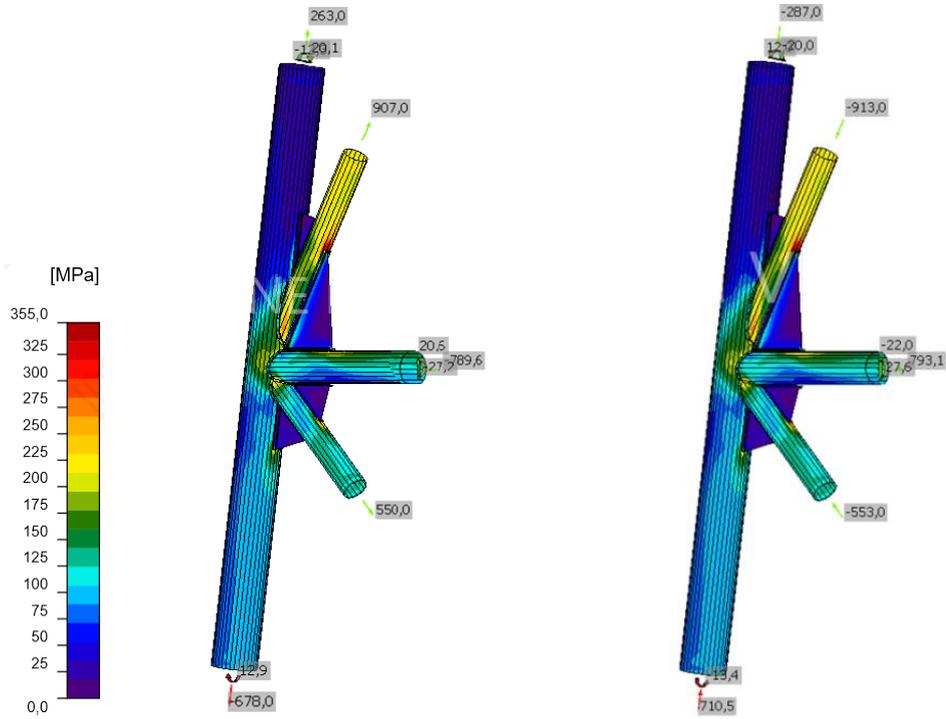


Figura 114- NODO IN ELEVAZIONE - IS=1.00 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

NODO IN FONDAZIONE - IS=1.00 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

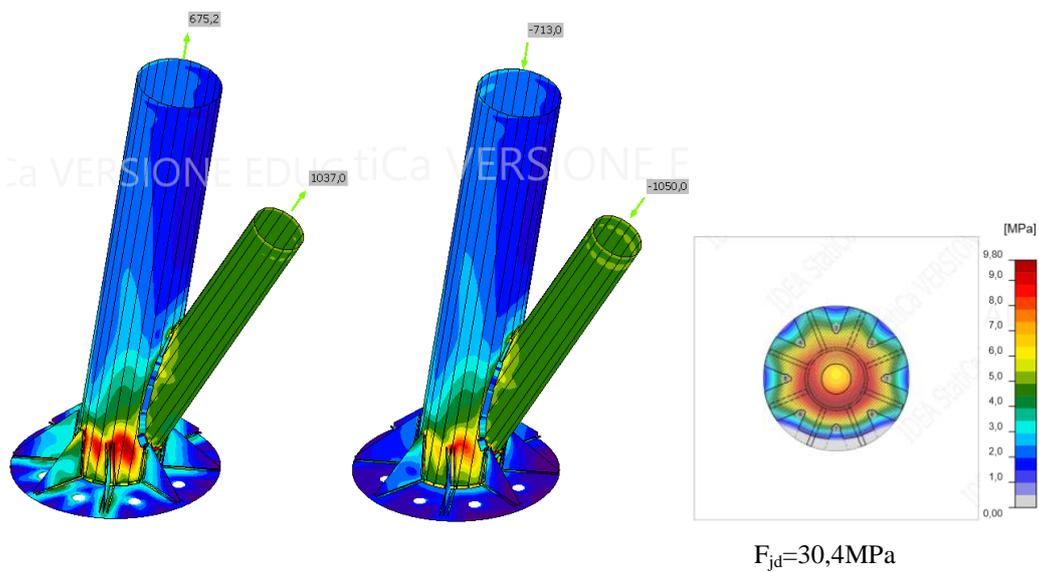


Figura 115- NODO IN FONDAZIONE - IS=1.00 – S355 – RIGID (trazione e compressione)

NODO IN FONDAZIONE - IS=1.00 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

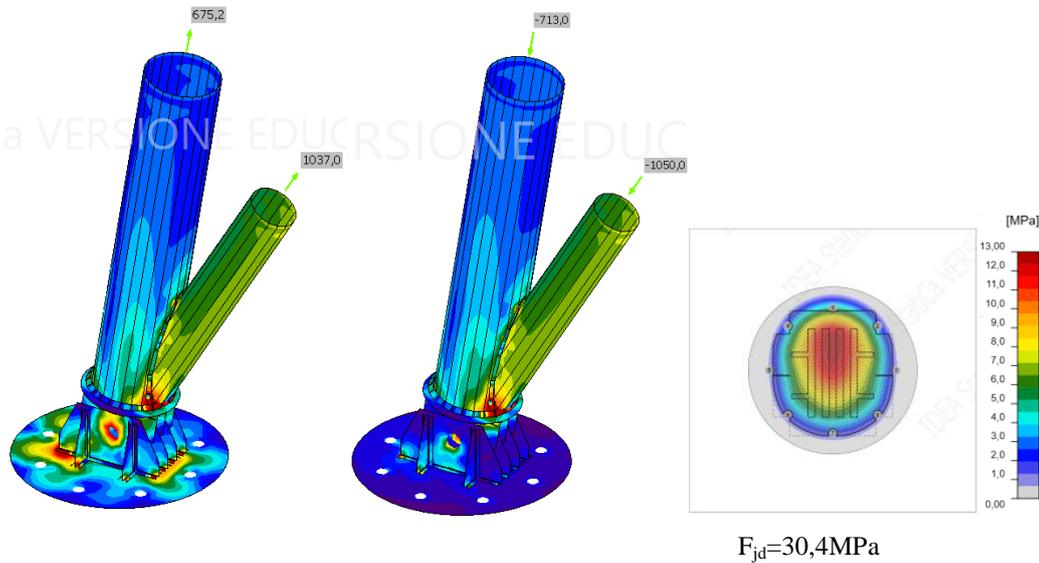


Figura 116- NODO IN FONDAZIONE - IS=1.00 – S355 – PINNED (trazione e compressione)

A valle di questi altri risultati, relativi alle sollecitazioni provenienti dall'analisi della struttura post operam (Sistema Benchmark) con IS-V=1.00, si è osserva che con il materiale S355 ho comunque ancora piccole zone rosse che non permettono il raggiungimento dello snervamento dell'acciaio, e comunque, sono tali da poterle considerarle trascurabili qualora raggiungessero lo snervamento, poiché rappresentano piccole ed insignificanti plasticità locali.

Il dimensionamento dei nodi è stato determinato iterando la progettazione, e le geometrie dei vari elementi dei collegamenti, che hanno portato ad avere queste distribuzioni di stress accettabili, sono (N/NL indica che l'acciaio è a grana fine allo stato normalizzato):



Fazzoletto su corrente:

- Spessore\*Largh\*Prof: 45mm\*1040mm\*200mm

Fazzoletti su diagonali e trasversi:

- Spessore Largh\*Lungh: 26mm\*170mm\*110mm

Piastra su diagonali e trasversi:

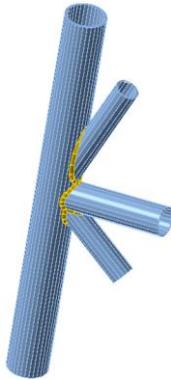
- Spessore\*Diametro: 20mm\*Diametro CHS+60mm

Bulloni:

- M36 C10.9

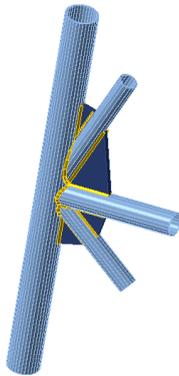
Saldature:

- Materiale: S460N/NL
- a: da 10 a 12mm



Saldature:

- Materiale: S460N/NL
- a: 10mm

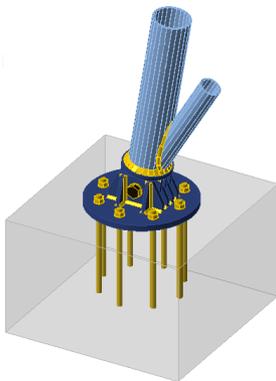


Irrigidimenti:

- 30mm

Saldature:

- Materiale: S460N/NL
- a: 10mm



Piastra su corrente:

- Spessore\*Diametro: 30mm\*320mm

Piastra di base:

- Spessore\*Diametro: 40mm\*720mm

Ancoraggi:

- 8 M36 C10.9 L=600mm

Irrigidimenti:

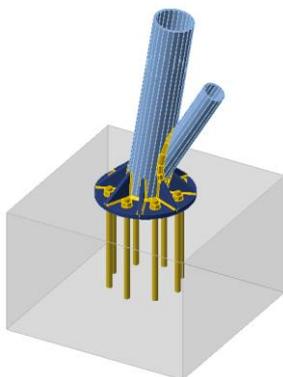
- Spessore\*Largh\*Prof: 30mm\*380mm\*195mm

Perno:

- M52 C10.9

Saldature:

- Materiale: S460N/NL
- a: da 10 a 20mm



Piastra di base:

- Spessore\*Diametro: 30mm\*600mm

Ancoraggi:

- 8 M36 C10.9 L=600mm

Irrigidimenti:

- Spessore\*Largh\*Prof: 20mm\*175mm\*160mm

Saldature:

- Materiale: S460N/NL
- a: da 5 a 15mm

### 6.5 Progettazione allo SLV dei sistemi di trasferimento per sistemi non dissipativi (ND)

I sistemi di trasferimento, che collegheranno la struttura esistente alle pareti dell'esoscheletro, sono di tipo pendolari e sono concepiti in modo tale che essi riescano a trasferire l'intera sollecitazione allo SLV sugli esoscheletri. I requisiti di tali dispositivi sono che non trasmettono momenti parassiti, comportano un rinforzo locale dei nodi, una reversibilità dell'intervento e una serialità ed industrializzazione degli stessi. A questi requisiti corrispondono rispettivamente delle soluzioni progettuali che sono: soluzione a pendolo collegato con dei perni, il placcaggio con piastre d'acciaio, utilizzo di ancoranti sismici di categoria C2 secondo l'ETAG001, l'utilizzo di prodotti standard come CHS o altri.

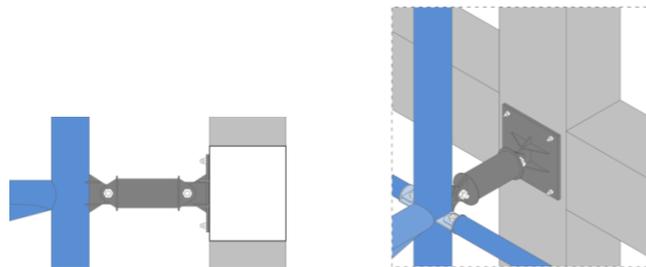


Figura 117- Particolari dei sistemi di trasferimento a pendolo

Avendo modellato in SAP2000 gli impalcati come infinitamente rigidi, grazie all'uso del vincolo diaphragm, le analisi non lineari effettuate non mostrano lo sforzo normale presente nei sistemi di trasferimento.

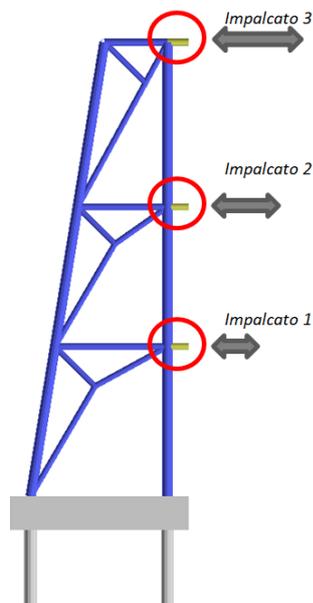


Figura 118- Rappresentazione delle forze nei sistemi di trasferimento per ogni impalcato

Per questo motivo, grazie ad un equilibrio del nodo effettuato a mano o più rapidamente con il software IDEASTatica, si è stabilita l'incognita di tale valore. I calcoli effettuati sono di seguito riportati:

IS=0.80							
	Lato Esoscheletro con LINK tesi			Lato Esoscheletro con LINK compressi			angoli
	Sf. Norm. Trav.	Sf. Norm. Diag.	Sf. Norm. LINK	Sf. Norm. Trav.	Sf. Norm. Diag.	Sf. Norm. LINK	
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[°]
Impalcato 1	-718	924	90.26	718	-928	-93.76	29
Impalcato 2	-468.5	832.7	213.76	466	-834	-217.32	35
Impalcato 3	8.96	567.8	275.80	-8.6	-565	-274.13	62

Tabella 14-Calcolo per determinare lo sforzo nel link di trasferimento per IS=0.80

IS=1.00							
	Lato Esoscheletro con LINK tesi			Lato Esoscheletro con LINK compressi			angoli
	Sf. Norm. Trav.	Sf. Norm. Diag.	Sf. Norm. LINK	Sf. Norm. Trav.	Sf. Norm. Diag.	Sf. Norm. LINK	
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[°]
Impalcato 1	-748	992.6	120.27	750	-1001.5	-126.06	29
Impalcato 2	-464	840.8	224.89	461	-844.3	-230.76	35
Impalcato 3	6.7	551.4	265.83	-7.4	-548	-264.94	62

Tabella 15- Calcolo per determinare lo sforzo nel link di trasferimento per IS=1.00

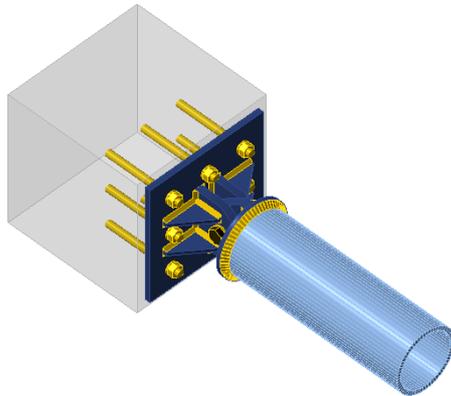
Nel caso specifico, del presente capitolo, il lavoro di parametrizzazione della tesi individua una tipologia di parametro:

- Parametro di contesto: data la scarsa resistenza offerta dal calcestruzzo del caso studio, con conseguenti crisi a compressione e a trazione, si è deciso di fare una analisi parametrica il cui parametro è la resistenza stessa del cls: fissato l'elemento di trasferimento e il suo materiale, si fa variare la classe del calcestruzzo della struttura esistente a cui è collegato; in particolare si considerano le 3 classi di cls del caso studio e due classi estrapolate, come nella tabella seguente:

Parametro di contesto: classe cls		
caso	$f_{cm}$ [Mpa]	$f_{ck}$ [Mpa]
1	9	1
2	9,7	1,7
3	14	6
4	16	8
5	20	12

Tabella 16-Parametri di contesto: classe del calcestruzzo

Fissata la dimensione di un nodo tipo (40cm \* 40cm \* 40cm) e, utilizzate le forze di trazione e compressione maggiori ottenute dall'equilibrio precedentemente fatto, si sono svolte le analisi con il software IDEASTatica e si è progettato, in modo iterativo, il seguente nodo:



- piastra S335 di dimensioni 35cm\*35cm\*15mm;
- 8 ancoraggi Hilti HIT-HY200 con HIT-Z: M20 C6.8 L=180mm;
- Perno M24 C10.9;
- Link CHS S355;

Figura 119- Rappresentazione del sistema di trasferimento tipo

CASO DI LINK DI TRASFERIMENTO IN COMPRESIONE ( $F=274.13\text{KN}$ ):

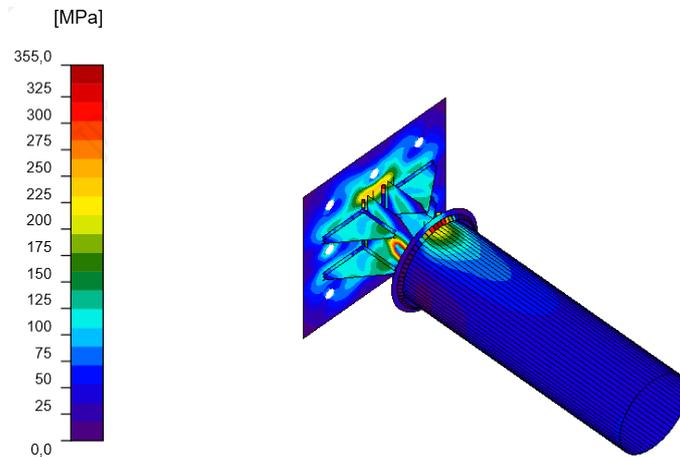


Figura 120- Rappresentazione stress nel link di trasferimento in compressione

CASO DI LINK DI TRASFERIMENTO IN TRAZIONE ( $F=275.80\text{KN}$ ):

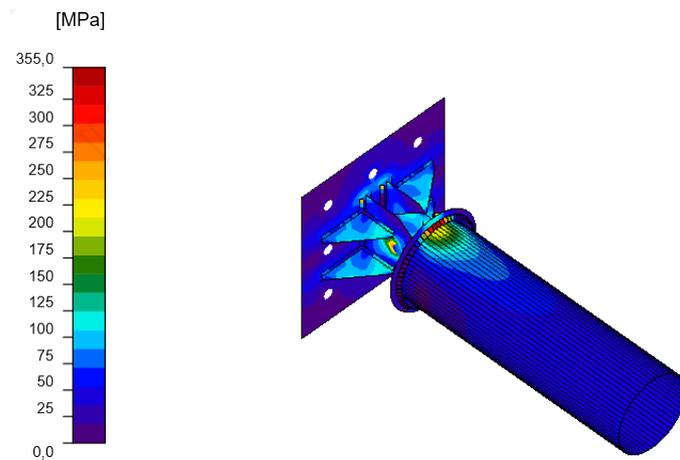


Figura 121- Rappresentazione stress nel link di trasferimento in trazione

Per le resistenze degli ancoraggi l'NTC2018 ci rimanda all'allegato C della linea guida ETAG001 ora sostituito dall'EN 1992-4, Cl. 7.2.

Nel software sono disponibili le impostazioni per attivare e disattivare i controlli di rottura del cono del calcestruzzo in trazione e taglio. Se la verifica della rottura del cono di calcestruzzo non è attivata, si presume che l'armatura o il rinforzo locale dedicato sia progettato per resistere alla forza (soluzione optata nel lavoro di tesi nel momento in cui penso di fare un rinforzo locale del nodo con FRP o FRCM).

Le verifiche effettuate dal software sono quelle dell'EN1992-4 e sono automaticamente selezionate dal software in base all'ancoraggio e alle sollecitazioni modellate. Queste sono:

- resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4, Cl. 7.2.1.3)
- Resistenza alla rottura del cono del calcestruzzo dell'ancorante o del gruppo di ancoranti (EN 1992-4, Cl. 7.2.1.4)
- Resistenza allo sfilamento, pull-out (7.2.1.5)
- Resistenza allo scoppio del calcestruzzo, blowout (EN 1992-4, Cl. 7.2.1.8)
- Resistenza dell'acciaio al taglio da ancoraggio (EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.3)
- Rottura per scalzamento del calcestruzzo, pry-out (EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.4):
- Rottura del bordo del calcestruzzo (EN 1992-4 - Cl. 7.2.2.5):

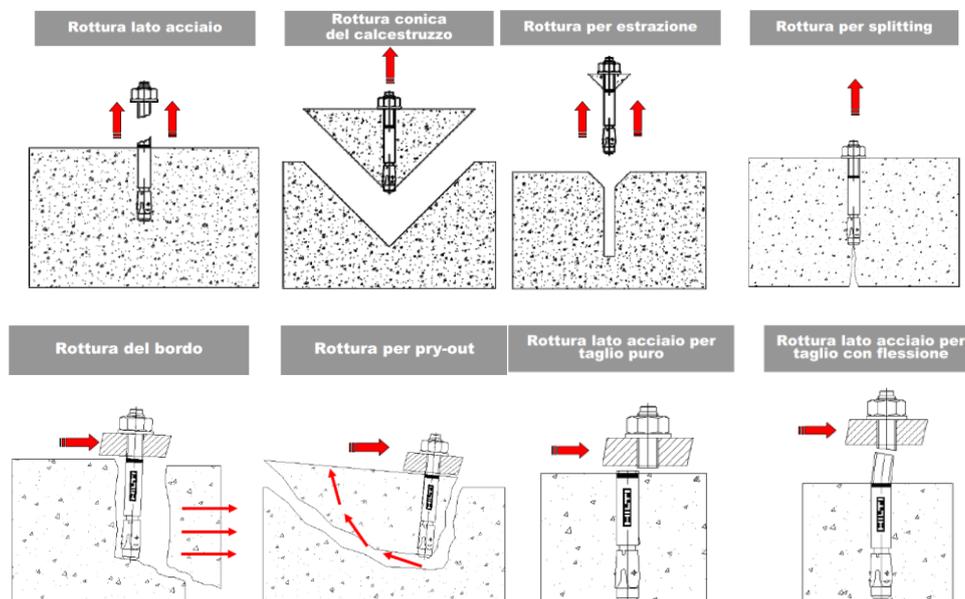


Figura 122- Rappresentazione rotture previste nell'EN1992-4

Di seguito vengono riportate delle tabelle riassuntive del progetto e della verifica di questi sistemi di trasferimento per ogni resistenza media del cls dell'analisi parametrica svolta.

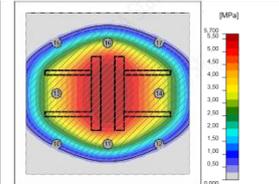
**CASO DI LINK IN TRAZIONE:**

<b>Caso 1</b> fcm=9 MPa	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,1 < 100% Ancoraggi <span style="color: red;">✘</span> 14876,5 > 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,1 < 100% Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 71,8 < 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%
<b>Caso 2</b> fcm=9,7MPa	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,1 < 100% Ancoraggi <span style="color: red;">✘</span> 10035,8 > 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,1 < 100% Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 72,0 < 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%
<b>Caso 3</b> fcm=14 MPa	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,0 < 100% Ancoraggi <span style="color: red;">✘</span> 3939,5 > 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,0 < 100% Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 72,4 < 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%
<b>Caso 4</b> fcm=16 MPa	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,0 < 100% Ancoraggi <span style="color: red;">✘</span> 3182,3 > 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,0 < 100% Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 72,5 < 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%
<b>Caso 5</b> fcm=20 MPa	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,0 < 100% Ancoraggi <span style="color: red;">✘</span> 2355,2 > 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 86,0 < 100% Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 72,7 < 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 98,1 < 100%

Tabella 17-Verifiche a trazione del link di trasferimento

Nel caso di link in trazione non serve verificare lo schiacciamento del basamento in cls, ma i meccanismi di rottura a trazione dell'ancoraggio e del calcestruzzo. Si evince che tali meccanismi di rottura non risultano soddisfatti (seconda colonna della tabella 17), in particolare la rottura conica del cls, tanto più quanto la classe di calcestruzzo del nodo è scadente. Per far tornare le verifiche bisognerebbe avere nodi enormi o classi di cls elevatissimi fin dall'inizio. Dato il nostro caso studio però, la soluzione sarebbe quella di fare ricorso a rinforzi locali con FRP, con FRCM, ringrosso del nodo, allargamento della piastra sugli elementi adiacenti il nodo interessato, prolungamento gli ancoraggi fino all'interno della struttura e bloccarli con piastre. In alternativa, verificando che l'armatura nel nodo è sufficiente ad assorbire questi sforzi, si potrebbe evitare di effettuare, tramite software, le verifiche dedicate (terza colonna della tabella 17).

**CASO DI LINK IN COMPRESIONE**

<b>Caso 1</b> fcm=9 MPa	Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 < 5,0% Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 63,6 < 100% Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 0,7 < 100% Saldature <span style="color: green;">✔</span> 80,5 < 100% calcestruzzo <span style="color: red;">✘</span> 576,2 > 100%	
----------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte III: Caso studio: scuola Santini

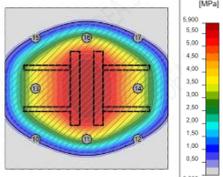
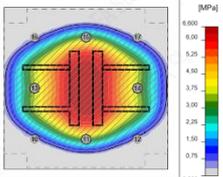
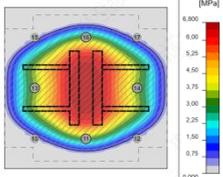
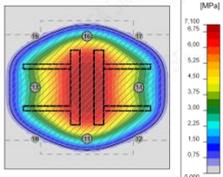
<p>Caso 2 fcm=9,7MPa</p>	<p>Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 &lt; 5,0%</p> <p>Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 63,6 &lt; 100%</p> <p>Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 0,7 &lt; 100%</p> <p>Saldature <span style="color: green;">✔</span> 80,5 &lt; 100%</p> <p>calcestruzzo <span style="color: red;">✘</span> 343,2 &gt; 100%</p>	
<p>Caso 3 fcm=14 MPa</p>	<p>Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 &lt; 5,0%</p> <p>Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 63,7 &lt; 100%</p> <p>Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 0,6 &lt; 100%</p> <p>Saldature <span style="color: green;">✔</span> 80,5 &lt; 100%</p> <p>calcestruzzo <span style="color: red;">✘</span> 115,7 &gt; 100%</p>	
<p>Caso 4 fcm=16 MPa</p>	<p>Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 &lt; 5,0%</p> <p>Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 63,8 &lt; 100%</p> <p>Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 0,6 &lt; 100%</p> <p>Saldature <span style="color: green;">✔</span> 80,5 &lt; 100%</p> <p>calcestruzzo <span style="color: green;">✔</span> 87,7 &lt; 100%</p>	
<p>Caso 5 fcm=20 MPa</p>	<p>Piastre <span style="color: green;">✔</span> 0,0 &lt; 5,0%</p> <p>Bulloni <span style="color: green;">✔</span> 63,8 &lt; 100%</p> <p>Ancoraggi <span style="color: green;">✔</span> 0,5 &lt; 100%</p> <p>Saldature <span style="color: green;">✔</span> 80,5 &lt; 100%</p> <p>calcestruzzo <span style="color: green;">✔</span> 59,3 &lt; 100%</p>	

Tabella 18- Verifiche a compressione del link di trasferimento

Nel caso di link in compressione si osserva che lo schiacciamento del basamento in cls si verifica per quelle classi di cls molto basse, condizioni presenti nel nostro caso studio, mentre non si verificano per calcestruzzi di qualità migliore. Si evince che tale meccanismo di rottura è scongiurato nei nodi con una discreta qualità di calcestruzzo. Laddove la verifica non è soddisfatta si può risolvere con interventi locali migliorando la classe del cls, aumentando la superficie di propagazione delle tensioni con FRP, FRCM, ringrosso del nodo o allargamento della piastra sugli elementi adiacenti il nodo interessato.

Per la scelta del tipo di ancoraggio è stato consultato il catalogo degli ancoraggi della HILTI. A valle delle analisi effettuate, individuata la configurazione sulla piastra e l'ancoraggio che presentava la maggiore sollecitazione (pari a 57KN), è stato scelto il tassello chimico Hilti HIT-HY 200 con HIT-Z con lunghezza di ancoraggio pari a 180mm perché ad esso è raccomandato un carico pari a 58.3KN, il quale ci garantisce la verifica nei confronti allo sfilamento.

Le caratteristiche dell'ancoraggio sono:



M20

C6.8

Per le altre caratteristiche si rimanda al catalogo presente nel sito della HILTI.

## 6.6 Sintesi dei risultati

Per quanto riguarda i nodi in elevazione: l'analisi locale dei nodi risulta essere importantissima per cogliere meglio la distribuzione di stress nel nodo. Infatti, indipendentemente dall'IS-V che si vuole raggiungere, si osserva che il materiale S275, mentre da una analisi globale della struttura era sufficientemente resistente alle azioni di progetto, attraverso una analisi locale dei nodi non è sufficiente in resistenza perché ci sono ampie zone di stress concentrato che fanno plasticizzare il nodo. Nel caso di S355 è possibile notare piccole zone rosse che non permettono il raggiungimento dello snervamento dell'acciaio, e comunque, sono tali da poterle considerare trascurabili qualora raggiungessero lo snervamento, poiché rappresentano piccole ed insignificanti plasticità locali. Relativamente al materiale S355, è possibile fare un'ulteriore osservazione, ovvero che le varie membrature presentano un tasso di lavoro inferiore.

Per quanto riguarda i sistemi di trasferimento: se la struttura esistente non ha nodi di notevoli dimensioni e non ha un calcestruzzo di buona qualità (come nel nostro caso studio), sia le verifiche a trazione lato calcestruzzo sia le verifiche a compressione del basamento in calcestruzzo, potrebbero risultare non verificate, motivo per cui necessitano di interventi locali. A tal proposito, si fa riferimento a rinforzi locali con FRP, con FRCM, ringrosso del nodo, allungamento della piastra sugli elementi adiacenti il nodo interessato, prolungamento degli ancoraggi fino all'interno della struttura e bloccaggio con piastre. In alternativa, verificando che l'armatura nel nodo è sufficiente ad assorbire questi sforzi, si potrebbe evitare di effettuare, tramite software, le verifiche relative. Relativamente agli ancoraggi risulta essere indispensabile prestare attenzione alla qualità dell'acciaio, alla qualità del calcestruzzo, alla giusta posa in opera e allo spessore del materiale base.

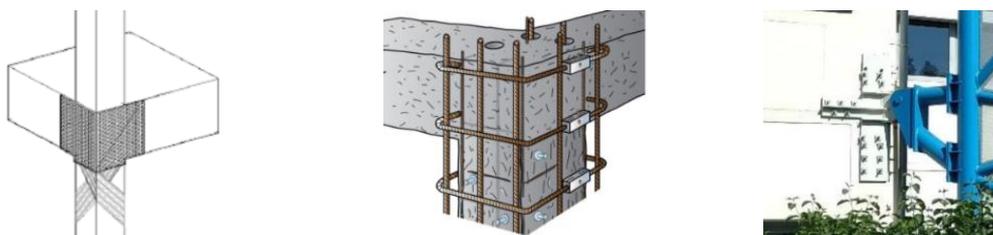


Figura 123- Sistemi di rinforzo locale del nodo e allargamento piastra

## 7 INFLUENZA DELLA RIGIDEZZA FLESSIONALE DEI NODI E RISPOSTA DEL SISTEMA GLOBALE

Il nodo non è il collegamento, ma rappresenta l'insieme del collegamento e del pannello d'anima della colonna, o comunque quella regione in cui convergono gli assi baricentrici delle membrature. Esso non è puntiforme come viene schematizzato tipicamente in una analisi globale, ma ha delle dimensioni finite, motivo per cui la sua modellazione puntiforme potrebbe trascurare degli aspetti importanti, di seguito meglio descritti.

Per cogliere il suo reale comportamento, dovremmo tener conto della deformabilità e resistenza del collegamento e del pannello nodale. Questo per dire che, anche se avessimo un nodo tutto saldato (che rappresenta il massimo della rigidità), comunque avremmo una deformabilità aggiuntiva del nodo. Dunque, l'obiettivo è capire come rappresentare il reale comportamento del modello globale determinando la resistenza e la rigidità reale del nodo: mettendo insieme le due macrocomponenti (collegamento e anima della colonna) si determina la resistenza, come valore minimo tra quella del pannello nodale e quella del collegamento, e si determina la rigidità complessiva, mettendo in serie la deformabilità dei due componenti. In un modello tale rigidità può essere tenuta in considerazione andando a modellare i nodi come cerniere con una molla rotazionale di costante elastica pari alla rigidità stessa.

### 7.1 Rigidità flessionale dei nodi

Il nodo contribuisce alla risposta strutturale in termini di spostamento, rigidità e stato di sollecitazione. In tale capitolo, si analizza cosa succede al comportamento globale della struttura se utilizziamo una tipologia di nodo piuttosto che un'altra e per fare ciò, bisogna definire e modellare il comportamento del nodo. A tal proposito, si fa riferimento al diagramma momento-rotazione da cui è possibile effettuare delle valutazioni riguardanti resistenza, rigidità e duttilità in funzione della tipologia di connessione:



Figura 124- Diagramma momento – rotazione tipo

Il comportamento rotazionale di un nodo può essere visto come intermedio tra le situazioni estreme di infinitamente rigido o deformabile, ovvero di incastro e cerniera. Quando gli elementi costituenti la connessione sono sufficientemente rigidi, il nodo viene definito rigido (a) e non si manifesta differenza tra le rotazioni assolute degli elementi collegati, ovvero la rotazione relativa è nulla. Quando invece la trave è libera di ruotare rispetto agli elementi collegati, il giunto è una cerniera (b). In tutti i casi intermedi, in cui la rotazione degli elementi connessi è diversa, si parla di nodi semi-rigidi (c).

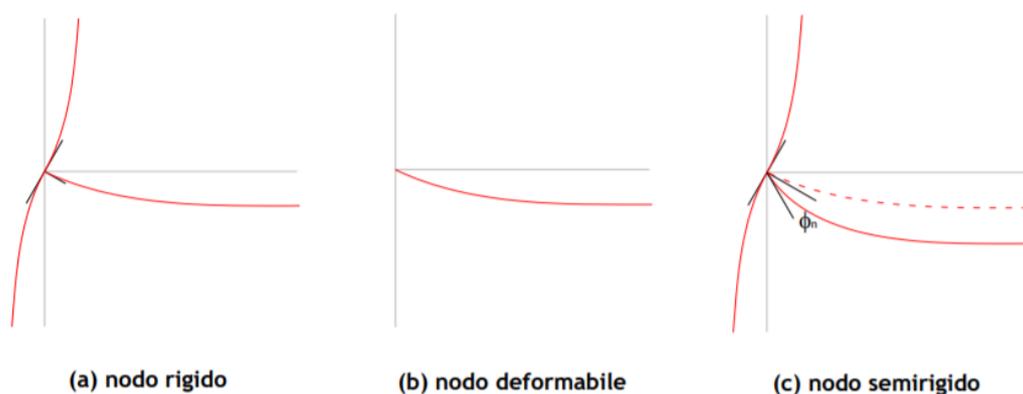


Figura 125- Comportamento del nodo al variare della sua rigidezza flessionale

La maniera più semplice per rappresentare un nodo è quella di inserire nello schema di calcolo una molla rotazionale in corrispondenza del collegamento. La rigidezza rotazionale del nodo  $K\phi$  è il parametro che lega il momento trasmesso alla rotazione relativa. Quando  $K\phi$  tende a zero il comportamento si avvicina a quello di nodo cerniera, quando invece la rigidezza è sufficientemente elevata il comportamento si avvicina a quello di incastro perfetto.

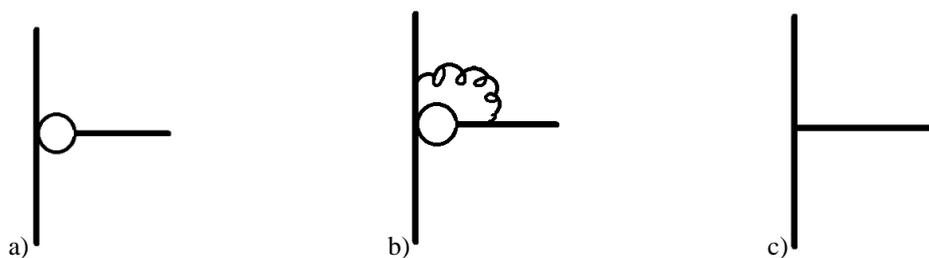


Figura 126- Diversi tipi di modellazione del nodo in base alla sua rigidezza flessionale

Quando si passa al livello superiore, quello dell'analisi globale della struttura, risulta molto importante caratterizzare con sufficiente accuratezza il legame costitutivo dei nodi, poiché da essi dipende l'intera risposta sistema. Difatti, a seconda del tipo di nodo, varia non soltanto la risposta strutturale in termini di spostamenti, ma anche quella in termini di sollecitazioni, nonché la rigidezza alla traslazione.

Tutto ciò si nota, in modo particolare, in quelle strutture in cui i nodi sono particolarmente sollecitati da momento flettente (strutture intelaiate). Nel nostro caso, dove gli esoscheletri hanno un comportamento simile a travi reticolari e quindi ad uno stato tensionale primario di tipo assiale, la variazione di tipologia di nodo vedremo essere trascurabile.

L'EC3 individua tre tipologie di nodi con cui è possibile modellare il proprio telaio: nodi semplici, semi-continui e continui. Prima di arrivare alla classificazione finale fornita dalla norma, è necessario passare per le classificazioni fatte dalla stessa in termini di rigidezza e resistenza. L'EC3 offre la possibilità di considerare un nodo come rigido o incernierato, in base al rapporto fra la rigidezza rotazionale propria e la rigidezza flessionale della trave collegata; i limiti posti sono i seguenti:

EN1993-1-8

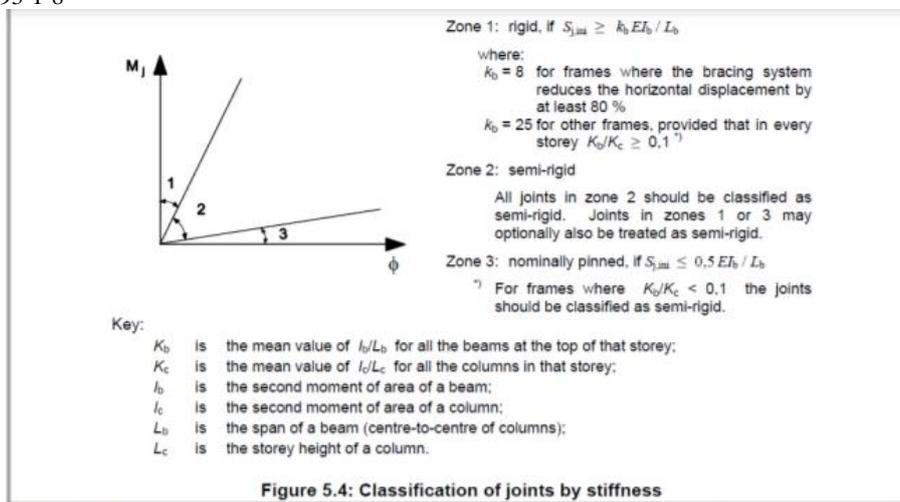


Fig.8 – Classificazione dei nodi in base alla rigidezza (rotazionale)

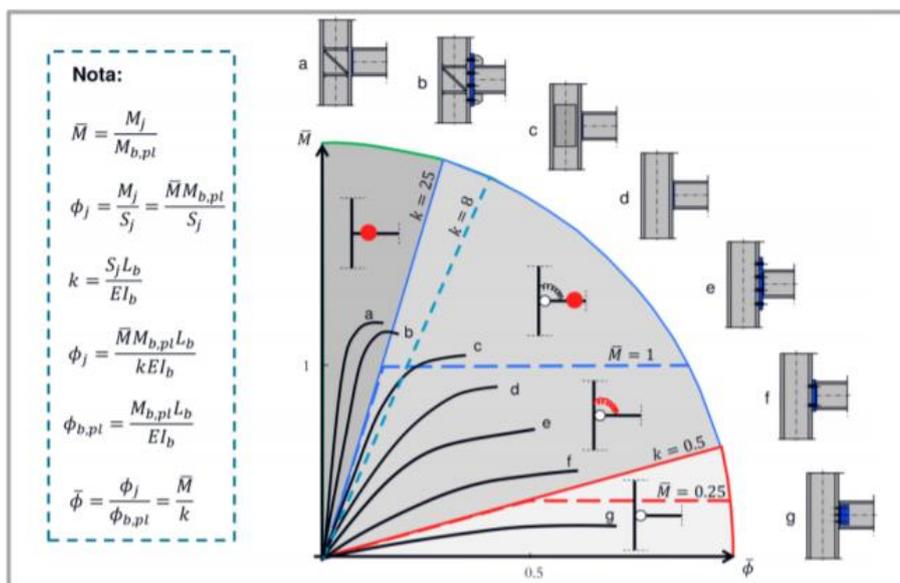


Figura 127- Classificazione del nodo in base alla rigidezza rotazionale secondo EN1993-1-8

L'altra classificazione è fatta in base al rapporto tra la resistenza del nodo ( $M_j$ ) e quella della trave  $M_b, R_d$ , per cui in questo caso si parla di completo ripristino di resistenza, parziale ripristino e nodi cerniera.

L'EC3 considera in definitiva cinque possibili combinazioni:

Rigidezza	Resistenza		
	Completo ripristino	Parziale ripristino	Cerniera
Rigido	Continuo	Semi-continuo	-
Semi-rigido	Semi-continuo	Semi-continuo	-
Cerniera	-	-	Semplice

Le terminologie di nodo continuo, semi-continuo o semplice lasciano intendere che: nel primo caso, il collegamento introduce una continuità strutturale totale fra gli elementi connessi; nel secondo caso fornisce una continuità rotazionale parziale; nel caso di nodo semplice non dà alcuna continuità. L'interpretazione da fornire a questa nuova classificazione dipende anche dal tipo di analisi che si vuole condurre. Difatti, nel caso di un'analisi elastica globale, le uniche caratteristiche rilevanti per la modellazione sono quelle di rigidezza; viceversa se stiamo effettuando un'analisi rigido-plastica ci interessano principalmente le resistenze; infine, in tutti gli altri casi, sia la rigidezza che la resistenza governano il modo in cui il nodo dovrebbe essere modellato. La tabella seguente riassume la casistica presentata:

Modello	Tipo di analisi		
	Analisi elastica	Analisi rigido-plastica	Analisi elasto-plastica
Continuo	Rigido	Completo ripristino	Rigido a completo ripristino
Semi-continuo	Semi-rigido	Parziale ripristino	Rigido a parziale ripristino Semirigido a completo ripristino Semirigido a parziale ripristino
Semplice	Cerniera	Cerniera	Cerniera

## 7.2 Influenza della rigidezza flessionale dei nodi su risposta del sistema globale

In merito al nostro caso studio, avvalendoci del software IDEASTatica, determiniamo le rigidezze flessionali iniziali di alcuni nodi dell'esoscheletro e, inserendo le suddette molle rotazionali nel modello della struttura, eseguiamo le analisi globali non lineari con SAP2000. In particolare si andranno ad analizzare i nodi comprendenti la zona d'anima del corrente e il collegamento del traverso al corrente. Nel modello base di SAP2000, le diagonali sono modellate con delle cerniere alle estremità.

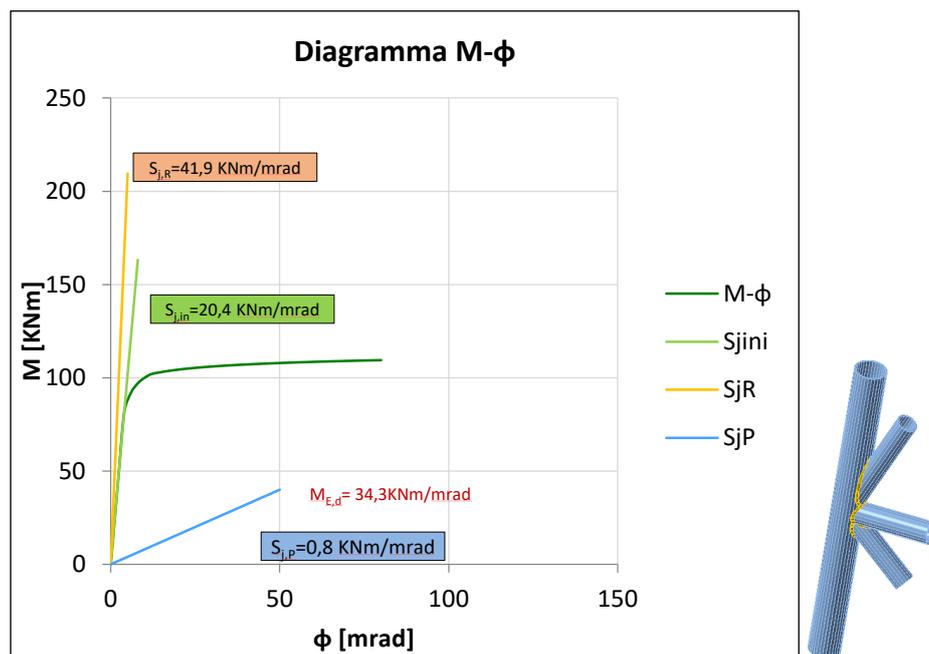


Figura 128- Diagramma momento-rotazione del nodo in elevazione

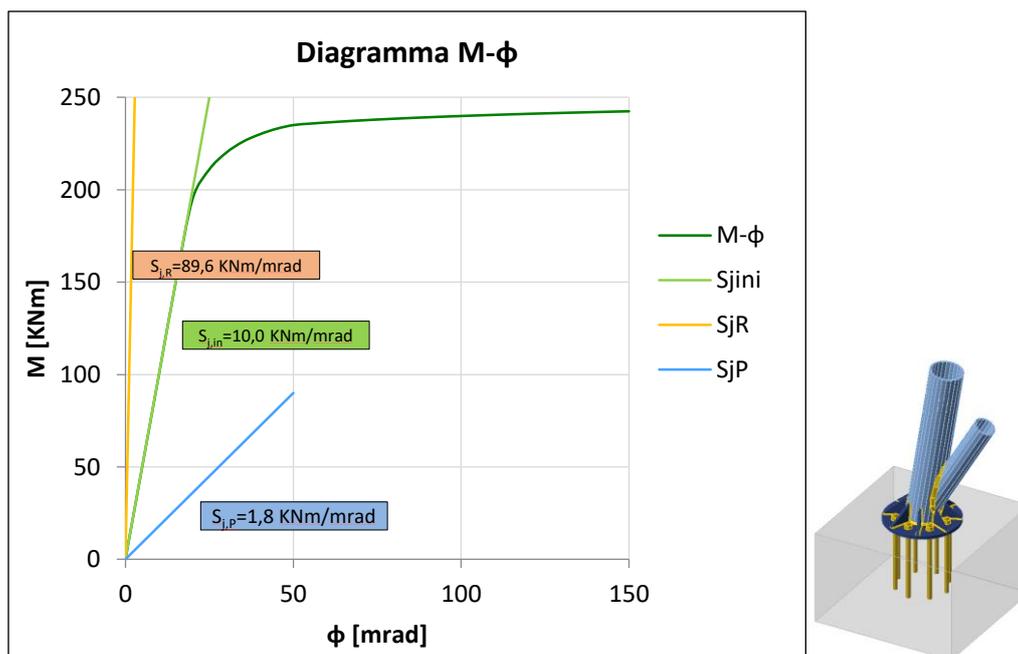


Figura 129- Diagramma momento-rotazione del nodo in fondazione

Effettuata tale analisi di rigidezza per i due nodi semirigidi andiamo a prendere le  $S_{jin}$ , rigidezza iniziale del nodo, e modelliamo delle molle rotazioni con tale rigidezza all'interno di SAP2000.

Partendo dalle analisi push over con distribuzione massa X e modo X (essendo la parete bidimensionale in Y non analizziamo nulla) della singola parete dell'esoscheletro e, considerando il comportamento generale di seguito esposto, confrontiamo i comportamenti ottenuti.

Comportamento generale di esoscheletro messo in trazione dall'edificio esistente:

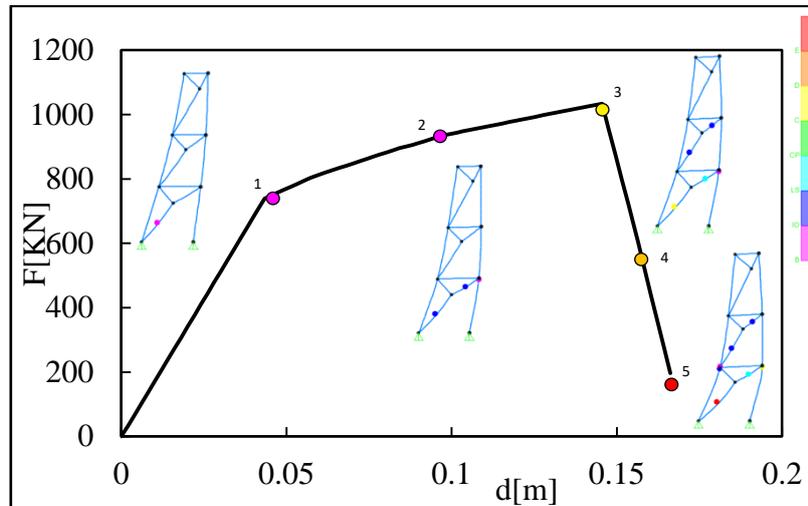


Figura 130- Comportamento esoscheletro in trazione

1. La diagonale del 1° livello plasticizza;
2. Il corrente del 1° livello plasticizza;
3. La diagonale raggiunge  $N_{max}$ ;
4. La diagonale raggiunge capacità residua;
5. La diagonale non porta più carico.

Caso di esoscheletro messo in compressione dall'edificio esistente:

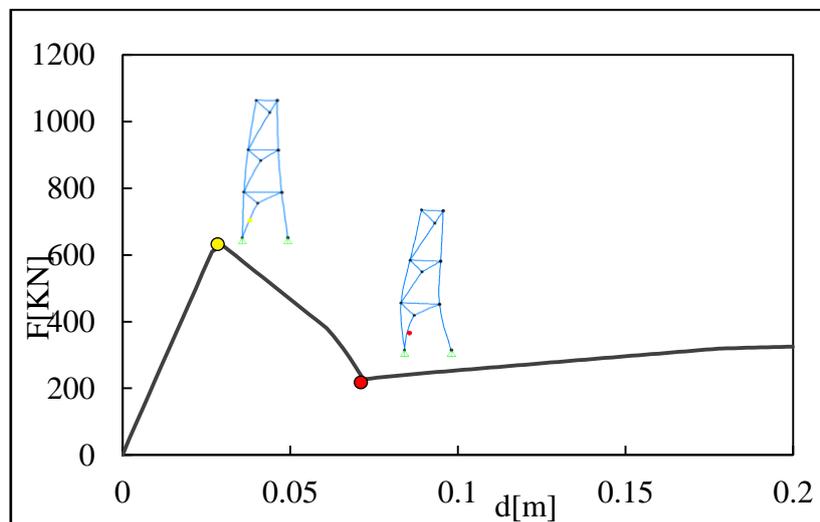


Figura 131- Comportamento esoscheletro in compressione

- 1) La diagonale del 1° livello instabilizza;
- 2) La diagonale non porta più carico.

Le cerniere plastiche modellate per gli esoscheletri sono state modellate seguendo le indicazioni della norma americana ASCE 41-13 C7.5.1.2:

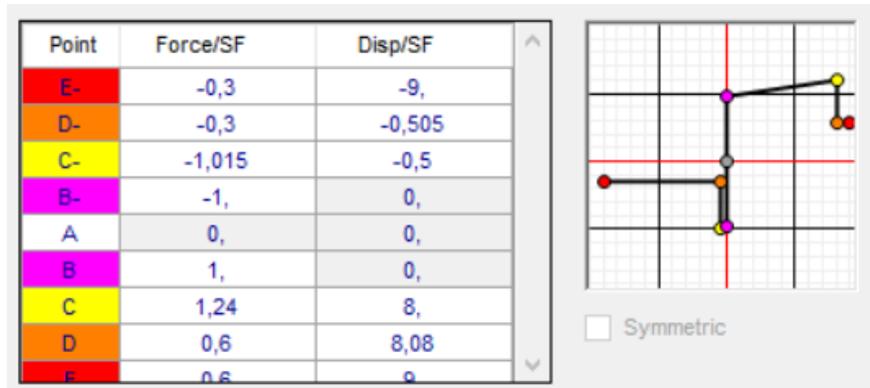
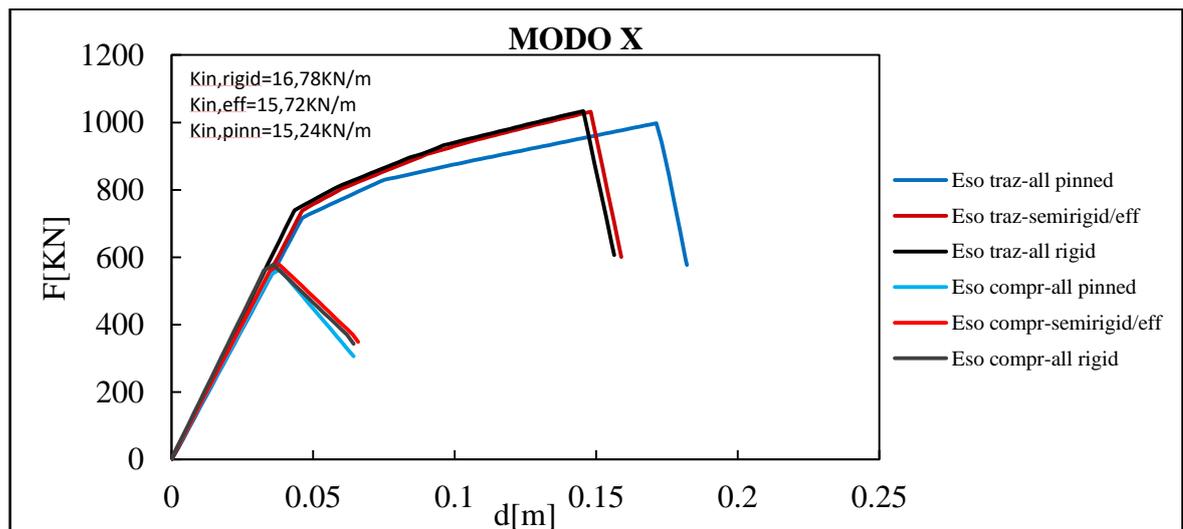
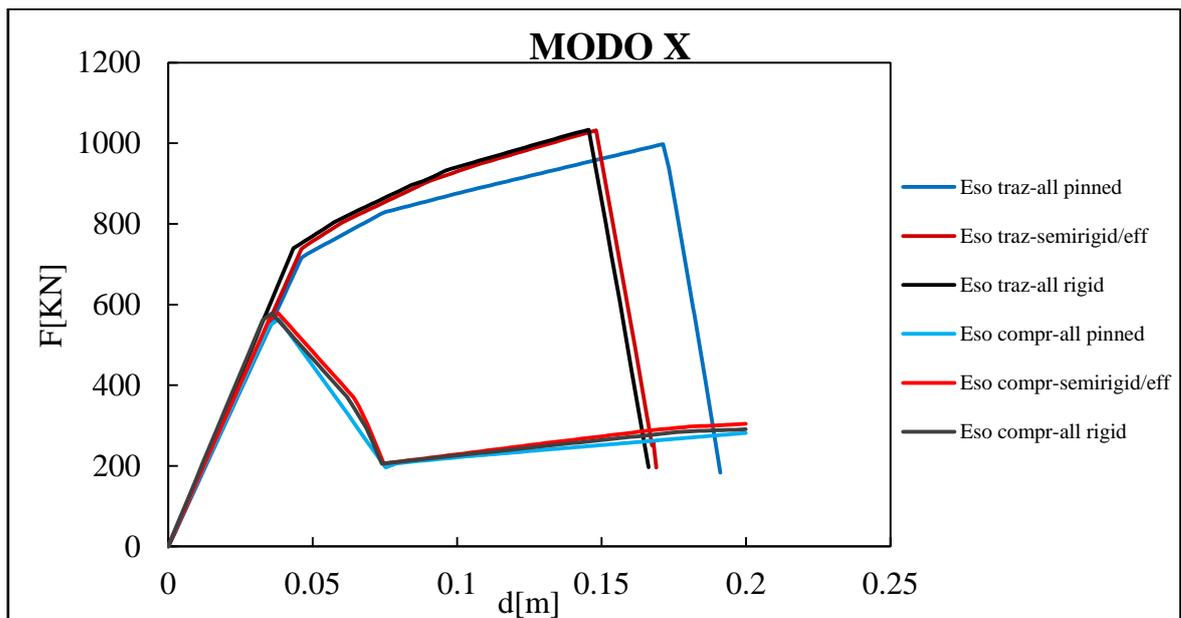
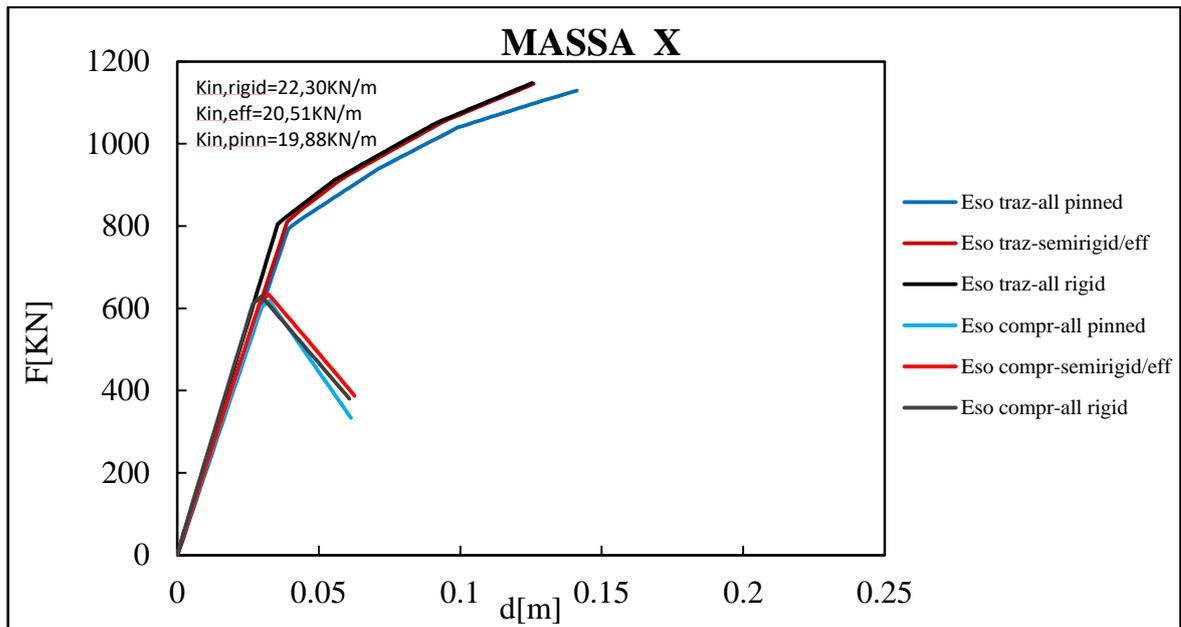


Figura 132- Modellazione cerniera plastica in SAP2000

Come precedentemente detto, andiamo ora nel nostro caso studio e confrontiamo i comportamenti ottenuti:





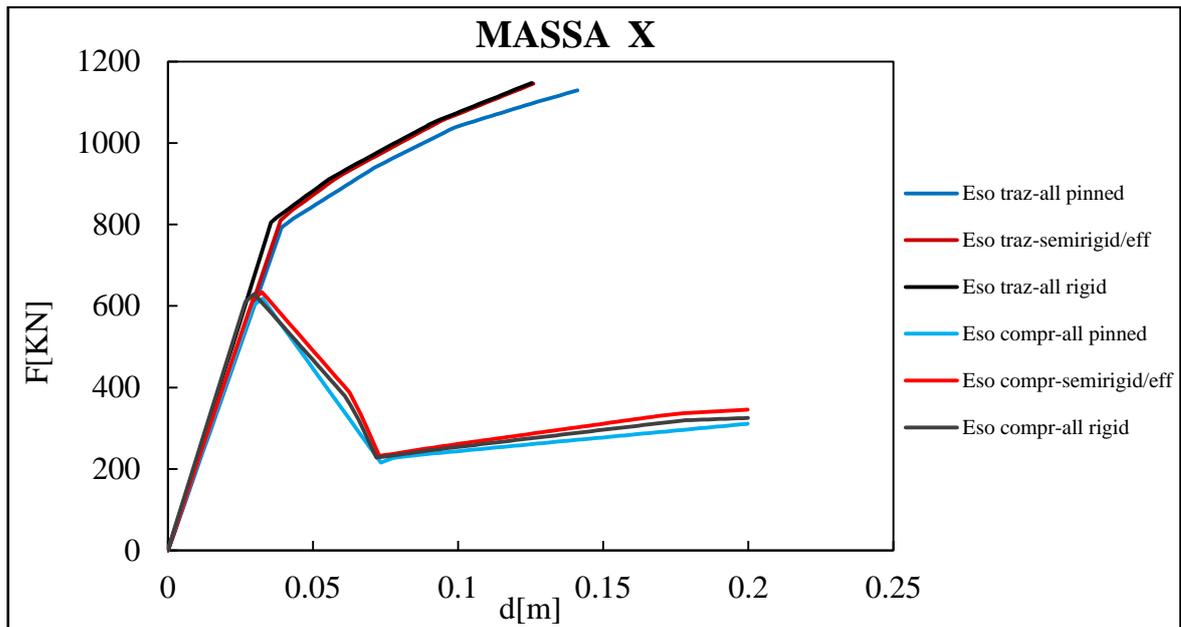


Figura 133- Comportamento esoscheletro in compressione e trazione

Per quanto riguarda la distribuzione MASSA X per lo studio del comportamento del solo esoscheletro, il software SAP2000 ci avvisava che raggiungeva il “maximum number of null steps”.

Andiamo ora a vedere come l’intera struttura post operam si comporta al variare del tipo di nodo:  
 Caratteristiche dinamiche della struttura post operam con esoscheletro “all rigid”

Modo	T [s]	X [%]	Y [%]	RZ [%]
1	0,389	0,818	0	0,016
2	0,375	0,018	0	0,827
3	0,244	0	0,743	0

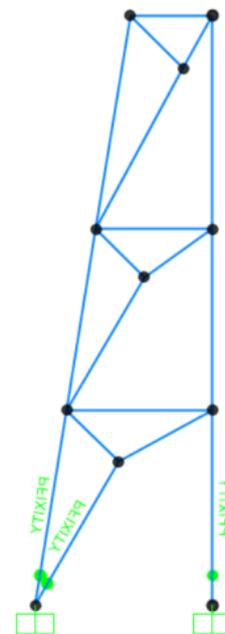


Tabella 19-Caratteristiche dinamiche della struttura post operam con esoscheletro “all rigid”

Caratteristiche dinamiche della struttura post operam con esoscheleto “semirigid (stiff eff)”

Modo	T [s]	X [%]	Y [%]	RZ [%]
1	0,397	0,816	0	0,021
2	0,383	0,02	0	0,824
3	0,246	0	0,744	0

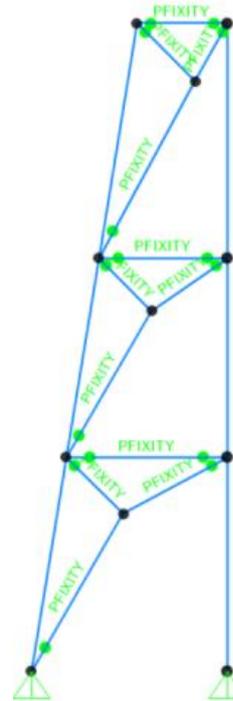


Tabella 20- Caratteristiche dinamiche della struttura post operam con esoscheleto “semirigid”

Caratteristiche dinamiche della struttura post operam con esoscheleto “all pinned”

Modo	T [s]	X [%]	Y [%]	RZ [%]
1	0,400	0,807	0	0,028
2	0,389	0,031	0	0,815
3	0,252	0	0,59	0

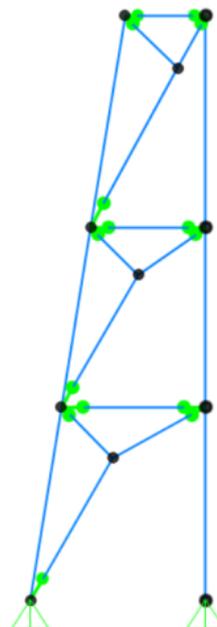
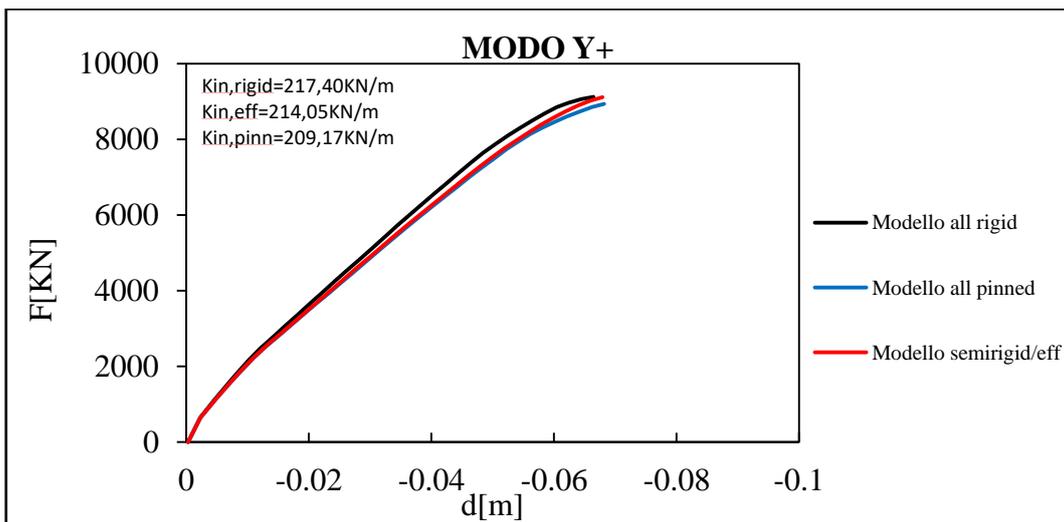
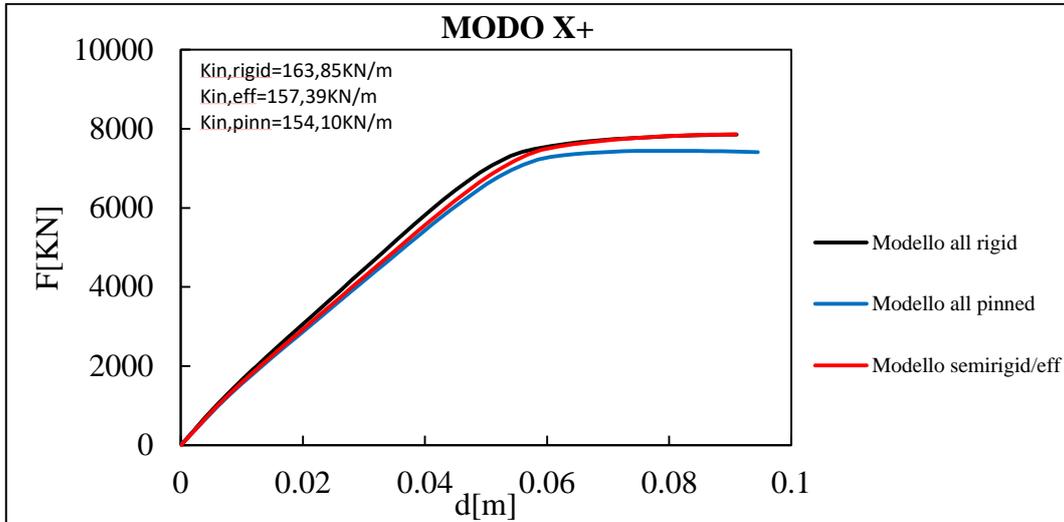


Tabella 21- Caratteristiche dinamiche della struttura post operam con esoscheleto “all pinned”

Push over della struttura post operam:



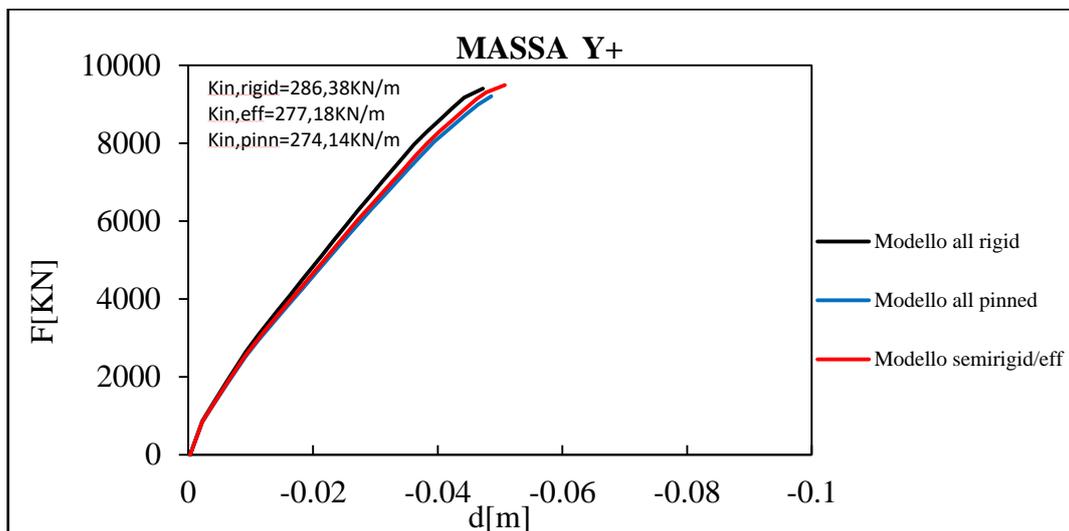
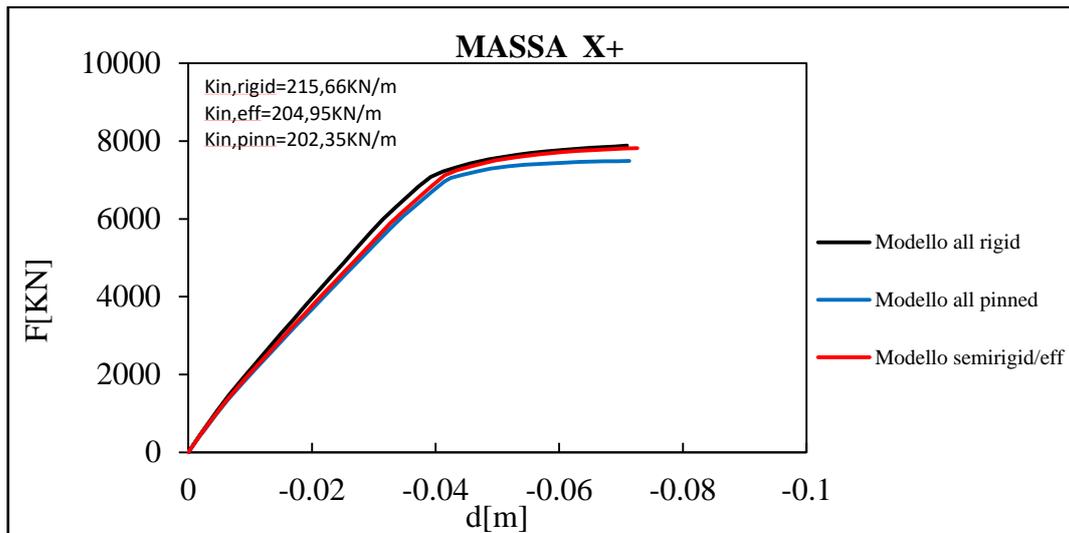


Figura 134- Comportamento struttura post operam al variare della rigidezza flessionale dei nodi dell'esoscheletro

#### CONSIDERAZIONI

- Abbiamo una variazione di rigidezza laterale e di resistenza della struttura.
- Dato il comportamento prevalentemente assiale degli esoscheletri abbiamo che tale variazione è piccola;
- La rigidezza laterale della struttura cambia in modo trascurabile perché il comportamento degli esoscheletri è prevalentemente assiale;
- Forme modali e periodi praticamente uguali.

## 8 PROGETTAZIONE PARAMETRICA DELLE FONDAZIONI AL VARIARE DEL TIPO DI SOTTOSUOLO

### 8.1 Finalità ed obiettivi dello studio parametrico

Negli studi precedenti non si è mai fatto riferimento alle fondazioni, ma solo alla struttura in elevazione. Infatti, i modelli di calcolo sono stati sempre considerati con dei vincoli rigidi, sia alla base della struttura esistente sia alla base del sistema di esoscheletri. Bisogna però prestare ben attenzione anche all'aspetto delle fondazioni e all'interazione suolo-struttura, ed è proprio per tale motivo che in questo lavoro di tesi, si è approfondito tale aspetto. Per fare questo sarà utilizzato il software di calcolo strutturale ProSAP della 2si.

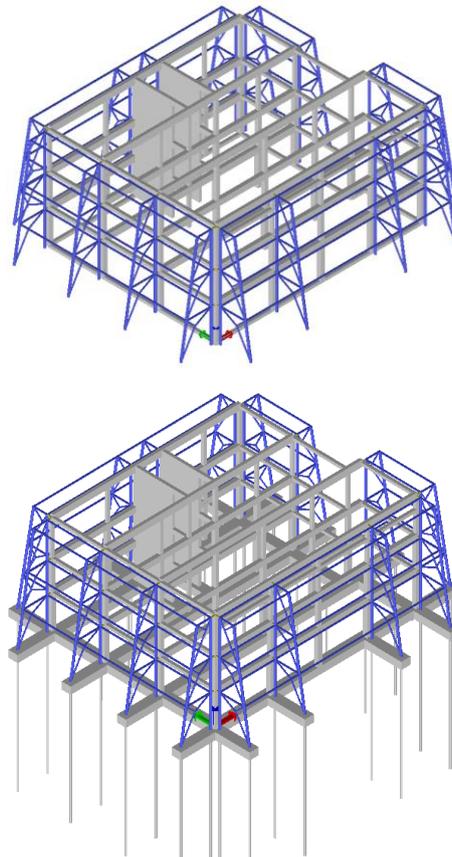


Figura 135- Rappresentazione della struttura post operam con e senza fondazioni al ProSAP

Si effettuerà una analisi parametrica per poter cogliere meglio il comportamento della struttura e delle fondazioni in esame. Il lavoro di parametrizzazione della tesi individua due tipologie di parametri:

- Parametri di progetto (tutti quei parametri che sono a discrezione del progettista):
  - Tecnologici: i materiali per i collegamenti in elevazione e in fondazione;

- Tipologici: riguardano la rigidità flessionale (Pinned, Semirigid, Rigid) per i nodi in elevazione e in fondazione o riguardano il tipo di fondazione (superficiale, profonda,...)
- Parametri di contesto (tutti quei parametri che dipendono dalle condizioni al contorno):
  - Classe del calcestruzzo (per i sistemi di trasferimento);
  - Categoria di sottosuolo (per le fondazioni e il sottosuolo);

Nel caso specifico del presente capitolo il lavoro di parametrizzazione della tesi individua due tipologie di parametri:

- Parametri di progetto:
  - Dimensionali (Diametro e lunghezza del palo): si fanno variare le geometrie del palo affinché le verifiche geotecniche e strutturali siano soddisfatte e quanto più prossime all'unità.
  - Tipologici (Pali, micropali): in base alle dimensioni geometriche del palo si definirà il tipo che può essere un palo normale o un micropalo. Questo è importante perché ci consente di utilizzare delle teorie e formule piuttosto che altre.
- Parametri di contesto: si effettuano analisi considerando 4 delle 5 categorie di sottosuolo previste dalla NTC2018. Quindi si parametrizzeranno le proprietà meccaniche del sottosuolo (coesione, modulo di rigidità, angolo di attrito,...) e le proprietà sismiche del sottosuolo (velocità delle onde trasversali  $V_s$ ,30).

Il presente lavoro di tesi approfondisce la fase 5 della metodologia di progetto proposta e suddivide questa in quattro sottofasi:

- 5.1) definizione delle categorie di sottosuolo;
- 5.2) definizione delle caratteristiche geotecniche per ogni categoria di sottosuolo;
- 5.3) analisi modale con fattore  $q=1.5$  ;
- 5.4) progetto e verifica geotecnica e strutturale dei pali con sollecitazioni derivanti dall'analisi modale;

A valle dei risultati ottenuti, si stimerà il costo delle fondazioni per capire quanto esse incidano sulla stima del costo della sola struttura di esoscheletro in elevazione e per capire se e quanto essi siano compatibili con gli incentivi del sismabonus. Le analisi saranno svolte senza entrare nei dettagli della progettazione geotecnica di determinate strutture, perché sarebbe un aspetto molto ampio e dettagliato, ma faremo uno studio "speditivo".

## 8.2 Scelta e descrizione del software ProSAP

Come precedentemente accennato, useremo il software ProSAP della 2si. Il software, utilizzato molto nella professione dell'ingegnere strutturista, presenta un'interfaccia semplice ed intuitiva, dialoga attraverso la tecnologia BIM e si avvale di numerosi moduli (interoperabilità di 1 livello) che gli consente di lavorare su numerosi aspetti nell'ambito strutturale e geotecnico: nodi in legno, nodi in acciaio, progettazione scale, solai e solette, disegno di pareti, plinti, carpenterie, verifiche geotecniche, muri di sostegno, classificazione del rischio sismico, stabilità dei pendii, etc.

Il software applica l'attuale NTC 2018, così come può applicare l'NTC2008 o i vari Eurocodici. Attraverso il solutore e\_SAP consente di effettuare analisi del II ordine, analisi di Buckling, e tutte le analisi e verifiche che le norme suddette consentono. Per uno studio "speditivo" utilizzeremo una analisi modale con fattore di struttura  $q=1.50$  che, da nuova norma, è il limite per considerare la struttura come sistema sostanzialmente elastico e ragionare senza il principio di gerarchia delle resistenze, come riportato in maniera più ampia nel paragrafo 5.5.

Nel modello in esame, è stato inserito un piano rigido matematico e un solaio membranale di 0.1 cm e di materiale con peso nullo, in quanto, già nel modello di carico, ho tenuto in considerazione del peso strutturale  $G1$  del solaio stesso. La massa della scala non è modellata, gli sbalzi sì.

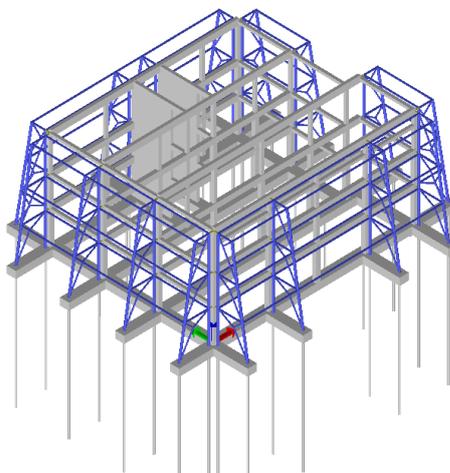


Figura 136- Rappresentazione della struttura post operam con fondazioni al ProSAP

ProSAP al momento progetta, in automatico, solo pali verticali; per i pali inclinati bisognerebbe discretizzare il palo in elementi D2 ed assegnare loro delle molle verticali ed orizzontali con rigidità calcolata a mano per ogni strato  $i$ -esimo. Motivo per cui, per ogni parete, è previsto un unico elemento di base, sotto cui, in corrispondenza del piede dei correnti, partono dei pali verticali che si sviluppano nel sottosuolo e a cui sarà affidata l'intera capacità di resistere alla domanda.

Tale soluzione potrebbe essere vista come una fondazione mista trave – palo, ma l'NTC 2018 al capitolo 6.4.3 dice:

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti  $\gamma_M$  del caso M1 della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2.

Quindi posso sia considerare che non considerare l'interazione. Se non voglio studiare l'interazione tra i due tipi di fondazione, basta assegnare la  $K$  di Winkler reale ai pali ed una  $K$  di Winkler molto piccola alla trave. In questo modo, tutto il carico va sui pali e le travi si comportano come semplice elemento di collegamento fuori calcolo. In tale circostanza, posso fare tranquillamente le verifiche con il modulo geotecnico. Se invece voglio considerare l'interazione, affinché detta collaborazione della struttura di collegamento sia apprezzabile, è necessario che l'interasse dei pali sia il più possibile maggiore di tre volte il diametro dei pali stessi, questo specialmente per la fondazione mista palo-platea. In tale circostanza, non posso studiare le fondazioni con il modulo geotecnico perché questo non consente di studiare fondazioni miste e quindi il calcolo delle costanti di Winkler, le verifiche di portanza e i cedimenti vanno fatti a mano. Tutto quello che posso avere dal programma è il calcolo delle sollecitazioni, però per avere le sollecitazioni dovrò mettere a mano il valore corretto delle costanti di Winkler. Per le fondazioni miste quindi il problema principale è lo studio tra l'interazione tra i sistemi, il metodo più accreditato è il Metodo PDR.

Per facilità di elaborazione, per una progettazione speditiva e, poiché lo scopo in esame è studiare in modo particolare i pali, si opta per la via semplificata e quindi trascurare l'interazione presente ed associare tutto ai pali. Il tutto è comunque a vantaggio di sicurezza.

### **8.3 Scelta del tipo di terreno: Categoria di sottosuolo e caratteristiche geotecniche associate**

Questo paragrafo chiarisce meglio le sotto fasi 5.1 e 5.2 della metodologia di progetto: descrive e individua il parametro di contesto "categoria di sottosuolo" e associa, ad ognuna di esse, sia delle caratteristiche geotecniche sia la domanda di progetto. La NTC 2018 al cap. 3.2.2 afferma che:

*Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di*

risposta sismica locale o delle velocità  $VS$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di  $VS$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $VS,eq$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

- $h_i$ : spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{S,i}$ : velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N$ : numero di strati;
- $H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $VS$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $VS,eq$  è definita dal parametro  $VS,30$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II. Noi non considereremo la categoria E.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 137- Categorie di sottosuolo proposte dal'NTC2018- Tab. 3.2.II

Per quanto riguarda la domanda, ovvero l'azione sismica, essa viene rappresentata in termini di forme spettrali ed è determinata in accordo a quanto riportato al § 3.2.3 delle NTC2018 a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e relativamente agli stati limite SLV e SLD e relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ , determinabile a partire dalla vita nominale  $V_N$  e dalla classe d'uso e relativo coefficiente d'uso  $C_U$  attraverso la formula:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

I periodi di ritorno per ogni stato limite sono calcolati in funzione della probabilità di avvenimento del sisma associata ad ogni stato limite (SLO=81%; SLD=63%; SLV=10%; SLC= 5%). Poiché si stima che il sisma è un evento che si distribuisce come una variabile aleatoria Poisson il periodo si calcola come segue

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_s)}$$

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nell'allegato B delle NTC è presente un reticolo di riferimento i quali nodi sono identificati per mezzo di latitudine e longitudine, per ognuno di essi sono espressi i valori dei parametri sopracitati per nove valori del periodo di ritorno  $T_R$  (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni)

Stato Limite	Ps[%]
SLO	81
SLD	63
SLV	10
SLC	5

Tabella 22-Probabilità di superamento ai vari stati limite

Ai fini della definizione dell'azione sismica si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, tuttavia, in presenza di sottosuoli in cui le proprietà meccaniche degli strati di terreno migliorano con la profondità si può far riferimento a un approccio semplificato considerando un coefficiente di amplificazione  $S$  dato dal prodotto di un coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$ , calcolato sull'individuazione di una categoria di sottosuolo di riferimento e in base ai parametri di pericolosità sismica di base (Tabella 3.2.IV NTC

2018), e di un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ , valutato sull'individuazione di una categoria topografica di riferimento (Tabella 3.2.V):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Lo spettro viscoelastico in accelerazione delle componenti orizzontali  $S_{ae}(T)$  può essere calcolato per ciascuno dei quattro stati limite, in accordo al § 3.2.3.2.1 delle NTC18, come:

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

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

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

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

dove:

$a_g$  e  $F_0$  sono parametri di pericolosità sismica di base

$\eta = \sqrt{\frac{10}{100 \cdot \xi + 5}}$  e  $\xi$  rappresenta il fattore di smorzamento della struttura, in assenza di analisi

dettagliate si pone  $\xi = 5$ ;  $\eta = 1$

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ed è pari a:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$C_C$  è un coefficiente calcolato in funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 3.2.IV)

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Tenendo conto di quanto appena detto si ottengono questi quattro spettri elastici, i quali sono relativi al sito del caso studio, Loro Piceno (MC):

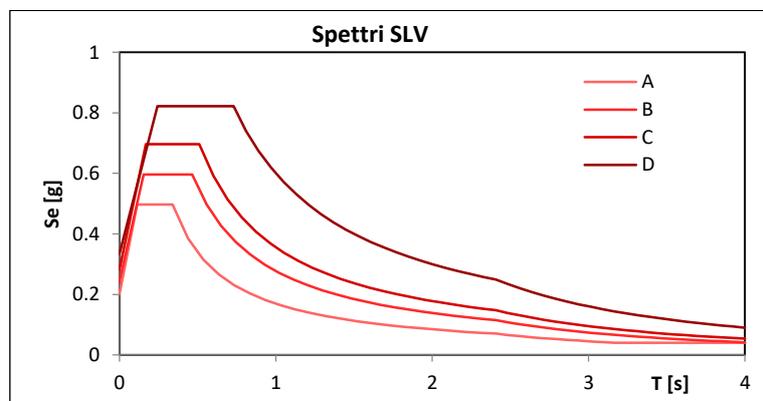


Figura 138- Spettri elastici di progetto secondo NTC2018 del sito del caso studio

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, si parte dai suggerimenti della vecchia norma e si considera il valore medio riguardanti i valori di  $N_{spt}$ , nel caso di sabbie, e di  $C_u$ , nel caso di argille. Invece, per determinare le caratteristiche elastiche del terreno si considera il valore medio di  $V_{s30}$ . Le caratteristiche così determinate saranno associate ad uno specifico ed unico strato omogeneo di terreno, profondo 30m, per ogni categoria di sottosuolo.

Applicando “l’ingegneria inversa”, ovvero che dalla categoria di sottosuolo si risale ai parametri geotecnici rappresentativi della stessa, si determinano tutti quei valori meccanici del terreno richiesti nelle maschere di ingresso relative alla definizione della stratigrafia del modulo geotecnico di ProSAP. Partendo dai valori medi della velocità dell’onda di deformazione distorsionale  $V_{s30}$  è stato determinato il modulo elastico tangenziale, o di taglio,  $G$ . Successivamente si sono determinati i moduli di elasticità longitudinale e il modulo edometrico attraverso il coefficiente di poisson fissato a 0.35.

Le formulazioni utilizzate per determinare quanto detto in precedenza sono:

Velocità dell’onda di deformazione distorsionale (onda S):

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad G = \frac{E_{el}}{2 \cdot (1+\nu)} \quad E_{ed} = E_{el} \cdot \left( \frac{1-\nu}{1-\nu-2\nu^2} \right)$$

Si deduce che  $E_{ed} > E_{el}$ . In particolare un materiale caratterizzato da un coefficiente di Poisson pari a 0.5 ha  $E_{ed}$  pari a infinito.

Otteniamo quanto si voleva:

	terreno	$V_{s,30}$	$\gamma$	$\rho$	$G$	$\nu$	Eel		Eed	
		[m/s]	[N/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	-	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Suolo A	tufo	1000	17000	1700	1700	0.35	4590	45900	7367	73667
Suolo B	sabbia densa	580	17000	1700	572	0.35	1544	15441	2478	24781
Suolo C	sabbia media	270	17000	1700	124	0.35	335	3346	537	5370
Suolo D	sabbia sciolta	90	17000	1700	14	0.35	37	372	60	597

Tabella 23-Determinazione delle proprietà elastiche del terreno

Partendo dai valori medi del  $N_{spt}$ , perché ipotizziamo un materiale a grana grossa, sono state determinate la densità relativa e l’angolo di attrito del terreno attraverso correlazioni analitiche suggerite dalla letteratura (Kulhawy e Mayne-1990, API-1987).

Le formulazioni utilizzate per determinare quanto detto in precedenza sono:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v'}} \right)^{0,5} \quad D_r(\%) = \left( \frac{(N_1)_{60}}{40} \right)^{0,5} \quad \Phi = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28,4$$

Ricordiamo che:

- $p_a: 100 \text{ KPa}$ ;
- la tensione efficace verticale è pari al peso del terreno per 15m (metà strato omogeneo);
- $1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ N/cm}^2 = 0,1 \text{ N/mm}^2 = 0,1 \text{ MPa} = 100 \text{ KPa}$

$$N_{60} = N_{\text{meas}} C_E C_B C_S C_R$$

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Energy Ratio	Donut Hammer Safety Hammer Automatic Hammer	$C_E = ER/60$	0.5 to 1.0 <sup>(1)</sup> 0.7 to 1.2 <sup>(1)</sup> 0.8 to 1.5 <sup>(1)</sup>
Borehole Diameter	65 to 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1.0 1.05 1.15
Sampling method	Standard sampler Non-standard sampler	$C_S$	1.0 1.1 to 1.3
Rod Length	3 to 4 m 4 to 6 m 6 to 10 m 10 to >30 m	$C_R$	0.75 0.85 0.95 1.0

Figura 139- Tabella per il calcolo di  $N_{60}$

con Correlazioni analitiche suggerite...							
	terreno	$\sigma'_v = \gamma * 15 \text{ m}$	$N_{60}$	$(N1)_{60}$	Dr	$\phi_{API}$	$\phi_{SCHMERTMANN}$
		[KPa]	-	-	[%]	[°]	[°]
Suolo A	tufo	255	-	-	-	-	-
Suolo B	sabbia densa	255	50	31	88.47	41	40
Suolo C	sabbia media	255	32	20	70.77	37	38
Suolo D	sabbia sciolta	255	8	5	35.38	30	33

Tabella 24-Determinazione dell'angolo di attrito del terreno

Scegliamo di utilizzare le indicazioni proposte dall'API.

#### 8.4 Modellazione dell'interazione suolo – struttura per lo studio del comportamento strutturale allo SLV

Nel software ProSAP, dopo aver modellato la struttura in elevazione, sia essa quella esistente sia gli esoscheletri, per poter garantire una certa omogeneità di modellazione e interazione delle fondazioni, è stata ipotizzata e modellata una fondazione esistente al di sotto della struttura in c.a. esistente (dato che non abbiamo informazioni circa il materiale e la geometria) ed è stata definita e modellata una fondazione nuova al di sotto degli esoscheletri presenti perimetralmente alla struttura. In questo modo si rende anche più veritiera la risposta della struttura che ora si presenta più deformabile.

Le caratteristiche della fondazione esistente (il soddisfacimento delle relative verifiche non ci interessano poiché stiamo ipotizzando noi il tipo e la geometria di tali fondazioni) sono:

- Materiale: calcestruzzo C25/30;
- Sezione della trave: 100cm \* 80cm;
- Il K di Winkler sarà elevato poiché, essendo strutture esistenti, si considera che già hanno subito del cedimento.

Le caratteristiche della fondazione degli esoscheletri sono:

- Materiale: calcestruzzo C25/30;
- Tipologia: micropali tipo A (\*);
- Geometria della trave: 425cm \* 100cm \* 80cm;
- Geometria del palo: variabile in base ai parametri di progetto in esame.

Attraverso una progettazione iterativa si determina se la fondazione necessaria è costituita da pali normali o da micropali. In ogni caso per evitare elevati disturbi alla struttura essi saranno trivellati.

Nel presente caso studio sono stati sufficienti i micropali, ed in particolare sono stati scelti i micropali di tipo A, perché semplici e rendono un miglior confronto nella analisi parametrica. LA scelta è avvenuta tra le seguenti possibili tipologie:

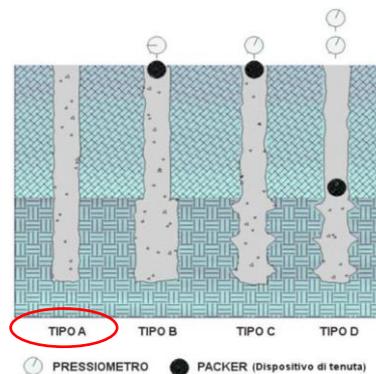


Figura 140- Tipologie di micropali

Tipo A, gettato senza eccesso di pressione (in ProSAP: ASSENZA D'INIEZIONE)

Il foro può essere non rivestito, rivestito temporaneamente o permanentemente (il tubolare svolgerà funzione di rinforzo del micropalo completato). La malta viene messa in opera dal fondo del foro, riempiendolo senza applicare nessuna pressione supplementare, utilizzando un tubo convogliatore.

Tipo B, malta in pressione durante estrazione rivestimento-palo Radice (in ProSAP: INIEZIONE UNICA)

Il foro deve essere necessariamente rivestito: dopo la prima fase di getto, eseguita come per il tipo A e caratterizzata da una malta di simile qualità, si applica una testa a tenuta al rivestimento e si immette aria compressa per forzare la malta contro il terreno mentre si estrae il rivestimento. La pressione è tipicamente nel range 0,5 MPa - 1 MPa. La massima pressione può essere stimata come 20 kPa/m in caso di terreni sciolti e 40 kPa/m in caso di terreni densi. Il rivestimento può essere sfilato anche in modo parziale per ancorare il micropalo solo agli strati competenti.

Tipo C, iniezione di malta una sola volta con l'uso di valvole (in ProSAP: INIEZIONE UNICA)

Di solito il foro è rivestito temporaneamente o non rivestito. La malta è applicata in un primo momento come per il tipo A. Pochi minuti, tramite valvole di non ritorno viene iniettata malta in pressione, permettendo di formare delle sbulbature; la pressione di iniezione è maggiore di 1 MPa.

Tipo D, iniezione di malta multiple volte con l'uso di valvole-Tubfix (in ProSAP: INIEZIONE RIPETUTA)

Questo tipo di micropalo riesce a garantire le portate più significative. Nella prima fase la malta viene posta in opera come per il tipo A. Per la fase di iniezione c'è la presenza di un rinforzo e di valvole di non ritorno, tramite cui viene iniettata malta in pressione. L'iniezione avviene qualche ora dopo la prima fase di getto ed è caratterizzata da pressioni molto alte (da 2 MPa a 8 MPa), affinché il calcestruzzo primario si rompa e si formino le sbulbature. Questa operazione viene ripetuta diverse volte, tante quante necessarie per raggiungere l'ancoraggio del micropalo, attendendo 24 ore ogni volta.

NB: I micropali radice appartengono alla categoria IGU (INIEZIONE UNICA) e i Tubfix alla IRS (INIEZIONE RIPETUTA).

L'attrito negativo non è stato tenuto in conto perché esso si manifesta quando un palo attraversa strati di terreno fortemente comprimibili (limi, argille non ancora consolidate, etc), abbassamento di falda e forti sovraccarichi o consolidazione del terreno. Se questi strati subiscono una compressione dopo la costruzione del palo, a causa dell'attrito palo-terreno, il terreno trasmette al palo una spinta verso il basso (attrito negativo) che va a ridurre l'azione portante per attrito laterale dello strato interessato. Tale situazione può arrivare ad annullare la portanza per attrito laterale di quello strato e se c'è l'inversione delle forze di attrito determina anche una maggiorazione del carico che il palo deve sopportare, in pratica l'attrito laterale invece che sostenere il palo tende a caricarlo. Pertanto, in fase di progettazione, è necessario conoscere la natura dei terreni attraversati e tenere in considerazione eventuali effetti legati all'attrito negativo.

È stata poi definita la stratigrafia per ogni categoria di sottosuolo in esame, mediante le maschere di ingresso relative alla definizione della stratigrafia del modulo geotecnico di ProSAP:

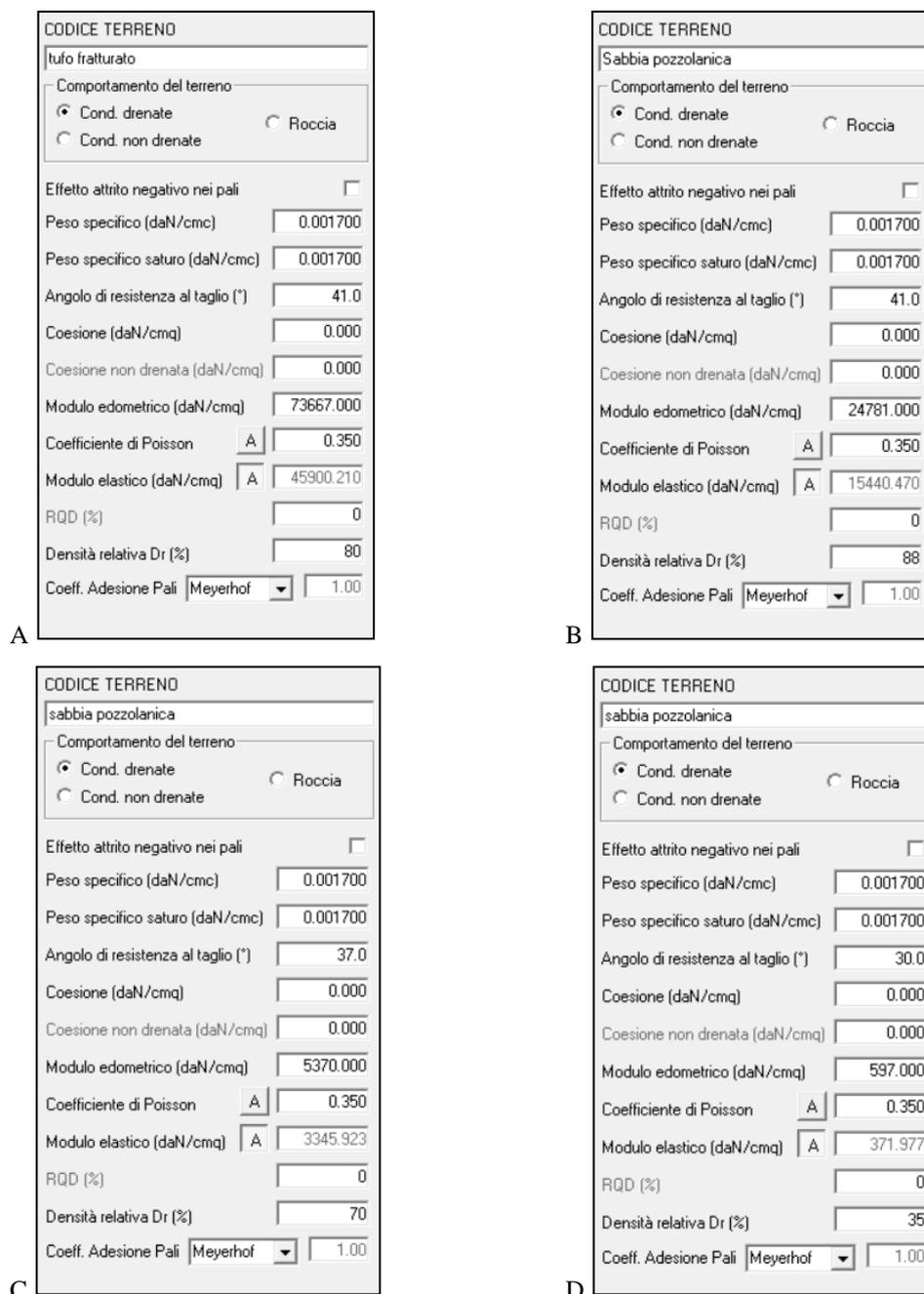


Figura 141- Schede ProSAP per la definizione delle stratigrafie del terreno

Completate le prime due sottofasi, si è passati alla 5.3, ovvero è stata effettuata l'analisi della struttura con una analisi modale con fattore di struttura  $q=1.50$ : nel caso di esoscheletro non dissipativo è lecito usare il primo punto e, come per la struttura in elevazione, anche per le fondazioni è possibile usare un  $q=1.5$ .

Questo ci consente di considerare e progettare gli esoscheletri come strutture elastiche o sostanzialmente elastiche, come detto nel paragrafo 5.5.

Avendo progettato e considerato gli esoscheletri sostanzialmente elastici, cioè come una struttura non dissipativa, seguiremo il primo punto del paragrafo 7.2.5 della NTC2018, che afferma:

*Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.*

*Sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione (verifiche STR) e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno (verifiche GEO) devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:*

- *quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);*
- *quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;*
- *quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD "A" e 1,10 in CD "B";*

*Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante attribuendo loro un comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.*

Il modulo geotecnico progetta l'interazione palo-terreno. I pali non sono progettati dal modulo geotecnico, in questo modulo viene richiesta solo la tipologia di micropalo perché è necessaria per calcolare i parametri geotecnici ma non l'armatura, perché non serve. L'armatura dei pali è progettata dal modulo Pro\_CAD Plinti. Il modulo geotecnico permette di calcolare in modo automatico, sulla base delle stratigrafie definite nell'apposito archivio, le costanti di Winkler sia per le fondazioni superficiali che per le fondazioni profonde. Una volta eseguito il calcolo e salvati i dati, il valore numerico delle costanti di Winkler calcolato viene automaticamente trasmesso a Pro SAP ed aggiornate le proprietà degli archivi delle fondazioni.

Ci interesseremo solo delle verifiche di portanza (anche se i cedimenti dovremo calcolarli per fare l'aggiornamento del K di winkler) e trascureremo tutto quello che succede alle travi rovesce ipotizzate sotto l'edificio esistente.

Costanti di Winkler verticali per fondazioni profonde

Per le fondazioni profonde ci sono due tipi di molle elastiche verticali: la prima tipologia è distribuita lungo il fusto per simulare l'interazione terreno palo per effetto dell'attrito laterale, l'altra è posizionata alla punta del palo per simulare l'interazione per effetto della portanza di base. Poiché nella teoria di Winkler si fa l'ipotesi di terreno elastico-lineare, è possibile determinare la costante delle due tipologie di molle supponendo che lavorino in parallelo e dunque procedere con il calcolo lungo il fusto del palo separatamente da quello alla punta. Le costanti vengono determinate rapportando la portanza alla punta e quella laterale con i cedimenti del palo determinati per ogni strato di terreno con caratteristiche omogenee:

$$K_{v,punta} = \frac{Q_{amm,punta}}{w_{tot}} \qquad K_{v,laterale,j} = \frac{Q_{amm,laterale,j}}{S_{laterale,i} \cdot W_{tot}}$$

Dove:

- $K_{v,punta}$  è la costante di Winkler alla punta del palo.
- $Q_{amm,punta}$  è la portanza alla punta del palo.
- $w_{tot}$  è il cedimento alla punta del palo.
- $K_{v,laterale,i}$  è la costante di Winkler lungo il fusto del palo allo strato i-esimo.
- $Q_{amm,laterale,i}$  è la portanza laterale del palo allo strato i-esimo.
- $S_{laterale,i}$  è la superficie laterale del palo che attraversa lo strato i-esimo.

Costanti di Winkler orizzontali per fondazioni profonde

Per le fondazioni profonde c'è anche la molla orizzontale elastica lineare: La costante di Winkler viene determinata come rapporto tra il carico applicato ed il cedimento netto. Il carico applicato è il rapporto tra il carico limite ed il fattore di sicurezza. Nel caso del palo si suppone che vi siano due tipi di molle che lavorano in parallelo: una alla punta del palo, l'altra lungo il fusto che lavora per attrito; ne consegue che il contributo alla punta sia calcolabile separatamente dal contributo lungo il fusto del palo. Per determinare le costanti elastiche orizzontali di un palo si può procedere con la teoria di Chiarugi-Maia (1969) oppure con quella di Vesic (1961).

Entrambi i metodi determinano il coefficiente di reazione orizzontale utilizzando vari parametri geotecnici del terreno attraversato e del palo in questione. Il valore viene ricavato a metà spessore di ogni strato omogeneo e varia lungo la lunghezza del palo secondo una funzione trigonometrica.

Metodo di Chiarugi-Maia (utilizzato da noi nella tesi):

$$K_{trasversale,medio,i} = \frac{E_{ed}}{D \cdot (1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_{ed} \cdot D^4}{E_{palo} \cdot I_{palo}}} \qquad K_{trasversale,j} = K_{trasversale,medio,j} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{Z}{D}\right)$$

Dove:

$K_{trasversale, i}$	è il valore della costante orizzontale di Winkler per lo strato i-esimo.
$K_{trasversale, medio, i}$	è il valore medio della costante di Winkler orizzontale per lo strato i-esimo.
$E_{ed}$	è il modulo edometrico del terreno.
$\nu$	è il coefficiente di Poisson del terreno.
$E_{palo}$	è il modulo elastico del palo.
$D$	è il diametro del palo.
$I_{palo}$	è il momento di inerzia della sezione trasversale del palo.
$Z$	è la profondità del punto indagato a partire dal piano campagna.

Metodo di Vesic:

$$K_{trasversale, medio, i} = \frac{\beta \cdot 0.65 \cdot E_{ter.}}{D \cdot (1 - \nu^2)} \sqrt[3]{\frac{E_{ter.} \cdot D^4}{E_{palo} \cdot I_{palo}}} \quad K_{trasversale, i} = K_{trasversale, medio, i} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{Z}{D}\right)$$

Dove:

$K_{trasversale, i}$	è il valore della costante orizzontale di Winkler per lo strato i-esimo.
$K_{trasversale, medio, i}$	è il valore medio della costante di Winkler orizzontale per lo strato i-esimo.
$E_{ter.}$	è il modulo elastico del terreno.
$\nu$	è il coefficiente di Poisson del terreno.
$E_{palo}$	è il modulo elastico del palo.
$D$	è il diametro del palo.
$I_{palo}$	è il momento di inerzia della sezione trasversale del palo.
$\beta$	è un coefficiente di amplificazione. Secondo Bowles può essere posto $\beta=2$ dal momento che il terreno che circonda il palo produce una considerevole resistenza laterale di taglio.
$Z$	è la profondità del punto indagato a partire dal piano campagna.

#### Portanza verticale di fondazioni profonde

La portanza verticale delle fondazioni profonde è data da due contributi: la portanza di punta e la portanza per attrito laterale. Si suppone di poter calcolare le due componenti in maniera indipendente l'una dall'altra: salvo che nei casi più semplici sarebbe molto difficoltoso stabilire la quota del carico assorbita dall'attrito laterale e quella assorbita dalla resistenza alla punta. Ai fini del calcolo della portanza verticale di un palo si assumono le seguenti espressioni generali, rispettivamente per le verifiche a compressione e per quelle a trazione del palo:

$$Q_C = \frac{Q_P}{\eta_P} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W_{ATT.NEG.} - W_P \quad (\text{caso di palo in compressione}) \quad Q_T = \frac{Q_L}{\eta_L} + W_P \quad (\text{caso di palo in trazione})$$

Dove:

$Q_C$	è la resistenza a compressione del palo.
$Q_T$	è la resistenza a trazione del palo.
$Q_P$	è il valore del carico limite verticale alla punta del palo.
$Q_L$	è il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo.
$W_{ATT.NEG.}$	è il valore dell'attrito negativo agente sul palo.
$W_P$	è il peso totale del palo.
$\eta_P$	è il coefficiente di sicurezza per carico limite verticale alla punta del palo.
$\eta_L$	è il coefficiente di sicurezza per carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo.

Sia nella verifica del palo a compressione che in quella a trazione è possibile considerare tutti o solo uno dei contributi che compongono il valore della portanza.

Il carico limite verticale alla punta e lungo la superficie laterale del palo sono determinati con le formule statiche che esprimono questi valori in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

In letteratura si trovano diverse teorie per determinare i coefficienti necessari per il calcolo della portanza alla punta e per attrito laterale del palo ma bisogna tenere presente che tutti i metodi prendono in considerazione un singolo palo. Per estendere il calcolo al caso dei pali in gruppo si fa ricorso ai coefficienti d'efficienza per considerare l'interferenza reciproca che i pali esercitano.

Carico limite verticale alla punta del palo

Il carico limite verticale alla punta del palo è sempre influenzato dalla modalità esecutiva, varia notevolmente a seconda che il palo sia infisso o trivellato. Questo vale indipendentemente dalla teoria utilizzata per il calcolo perché la realizzazione del palo altera le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno. Un modo per considerare questo fatto nei calcoli è correggere l'angolo di resistenza al taglio del terreno al fine della determinazione dei coefficienti di portanza facendo riferimento alle formule di Kishida (1967):

$$\varphi_{cor} = \frac{\varphi + 40}{2} \quad (\text{per pali infissi}) \qquad \varphi_{cor} = \varphi - 3^\circ \quad (\text{per pali trivellati})$$

Il carico limite verticale alla punta del palo si può determinare come segue:

$$Q_P = A_P \cdot (q_P \cdot N_q^* + c \cdot N_c^*)$$

Dove:

- $A_P$  è la superficie portante efficace della punta del palo.
- $q_P$  è la pressione del terreno alla punta del palo.
- $c$  è la coesione del terreno alla punta del palo. In condizioni non drenate si deve sostituire con  $c_u$ .
- $N_q^*, N_c^*$  sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $\varphi$  del suo valore corretto con le formule di Kishida  $\varphi_{cor}$ .

I fattori adimensionali di portanza utilizzati sono stati quelli della teoria di Berezantzev (1970):

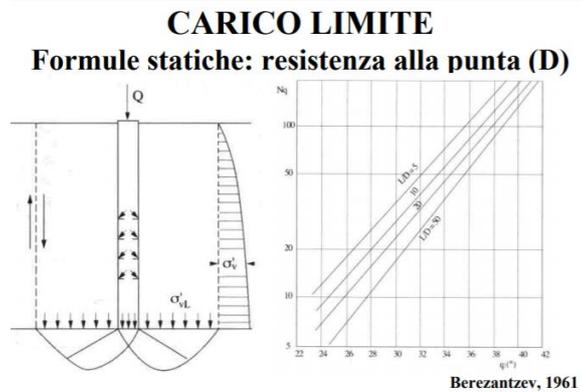


Figura 142- Teoria e abaco di Berezantzev

Carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo

Si può ricavare il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo integrando le tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno. Si suppone di trovarsi nelle condizioni limite e si estende l'integrale a tutta la superficie laterale del palo:

$$Q_L = \int_{\Gamma} \tau_{lim} \cdot d\Gamma = \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot tg(\delta)) \cdot P_{lat} \cdot dz$$

Dove:

- $c_a$  è l'adesione all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità z.
- $\sigma_h$  è la tensione orizzontale alla generica profondità z.
- $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità z.
- $P_{lat}$  è il perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità z.
- $L$  è lo sviluppo longitudinale del palo.

Analogamente al carico limite alla punta, anche il carico limite laterale è influenzato dalla modalità esecutiva del palo qualunque sia la teoria utilizzata per il calcolo.

La tensione orizzontale  $\sigma_h$  è legata alla pressione verticale  $\sigma_v$  per mezzo del coefficiente di spinta orizzontale  $K_S$  secondo la seguente relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_S$$

$K_S$  dipende dal tipo di terreno, dal suo stato d'addensamento e dalla tecnologia utilizzata per la realizzazione del palo. Può variare da un limite inferiore pari al coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  fino a valori prossimi al coefficiente di spinta passiva  $K_p$ :

$$K_S = K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) \text{ (per pali trivellati)} \quad K_S = 1 - \text{tg}^2(\phi) \text{ (per pali infissi)}$$

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-palo  $\delta$  è funzione della scabrezza della superficie del palo e della modalità esecutiva:

$$\delta = \text{arctg}(\text{tg}(\phi)) \text{ (per pali trivellati)} \quad \delta = \text{arctg}(3/4 \cdot \text{tg}(\phi)) \text{ (per pali infissi)}$$

Tale formulazioni rappresentano niente altro che le formule di letterature:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\phi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	$\text{tg}\phi$
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\phi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\phi$

Tabella 25-Viggiani (2003), Hevelius

Pile type	Values of $k$ for relative density		Values of $\mu$
	loose	Dense	
Displacement: steel H section closed end pipe	0.7	1.0	$\text{tg}20^\circ = 0.36$
	1.0	2.0	
	1.0	2.0	$\text{tg}3\varphi/4$
	1.0	3.0	$\text{tg}\varphi$
Intermediate presso drill	0.7	0.9	$\text{tg}\varphi$
Replacement drilled shaft	0.5	0.4	$\text{tg}\varphi$
	CFA	0.6	$\text{tg}\varphi$

Tabella 26-Russo Mandolini Viggiani (2012), Taylor e Francis

Il valore dell'adesione  $c_a$  dipende dalla coesione  $c$  in condizioni drenate; dalla coesione non drenata  $c_u$  e dal coefficiente di adesione  $\delta$  nel caso di condizioni non drenate. Le espressioni da utilizzare sono le seguenti:

$$c_a = c_* \cdot \psi$$

Dove:

$c_* = c$  (in condizione drenata)

$c_* = c_u$  (in condizione non drenata).

Per determinare il coefficiente di adesione si utilizza la teoria di Meyerhof-Murdock:

$$\begin{aligned} \text{se } c_* < 5.00 \text{ N/cm}^2 &\Rightarrow \psi = 1.000 - 0.100 \cdot c_* \\ \text{se } c_* \geq 5.00 \text{ N/cm}^2 &\Rightarrow \psi = 0.525 - 0.005 \cdot c_* \end{aligned}$$

### 8.5 Progettazione delle fondazioni nel caso di esoscheletri ortogonali non dissipativi (ND)

Prima di entrare nel dettaglio della progettazione effettuata, si desidera richiamare alcuni punti salienti della NTC in merito a questo paragrafo.

L'NTC al 6.4.3 descrive i vari stati limiti ultimi da considerare per le verifiche:

*Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.*

*Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.*

*Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.*

*Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:*

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;*
  - *collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;*
  - *collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;*
  - *stabilità globale;*
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - *raggiungimento della resistenza dei pali;*
  - *raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.*

*La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.*

*Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.*

*Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.*

L'NTC al 7.11.1 definisce delle precisazioni riguardanti le verifiche in presenza di sisma:

*Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.*

*Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD) di cui allo stesso § 3.2.1.*

*Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.*

L'NTC al 7.11.5.3.2 descrive i vari stati limiti ultimi da considerare per le verifiche con sisma:

*Le fondazioni su pali devono essere verificate per gli stati limite ultimi (SLV) sotto l'azione del moto sismico di riferimento. Nelle verifiche, si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:*

- *raggiungimento della resistenza a carico limite verticale del complesso pali-terreno;*

- *raggiungimento della resistenza a carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;*
- *liquefazione del terreno di fondazione;*
- *spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;*
- *rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).*

*Le verifiche a carico limite consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione [6.2.1] e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.*

*In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno dovuta allo scuotimento (interazione cinematica).*

*Nei casi in cui gli effetti di interazione cinematica siano considerati importanti, devono essere motivate le assunzioni di calcolo adottate e i criteri di sovrapposizione o meno di tali effetti con quelli inerziali. E' opportuno che la valutazione degli effetti dovuti all'interazione cinematica sia effettuata per le costruzioni di Classe d'uso III e IV, per sottosuoli tipo D o peggiori, per valori di  $a_g > 0,25g$  e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto tra strati contigui di terreno.*

*La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione assiale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, ponendo particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica per tener conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.*

*Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.*

*Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono essere condotte con riferimento al solo gruppo di pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Capitolo 7.*

Effettuate le analisi, che tengono conto dell'interazione suolo-struttura mediante il calcolo iterativo ed automatico delle costanti di Winkler, si ottengono le sollecitazioni di progetto da considerare per il progetto delle fondazioni. Queste sollecitazioni, trasmesse tramite i sistemi di trasferimento su menzionati (sono forze provenienti dalle analisi senza alcuna amplificazione) e provenienti

dall'interazione esoscheletro-struttura esistente, producono delle sollecitazioni all'interno delle membrature dell'esoscheletro, notevolmente maggiori di loro stesse, questo a causa del notevole braccio, e quindi un momento ribaltante, tra le forze degli impalcati superiori rispetto agli impalcati più bassi.

Con tali sollecitazioni si focalizza l'attenzione su due stati limite ultimi:

- SLU geotecnico: collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali;
- SLU strutturale: raggiungimento della resistenza dei pali, si sono determinate le caratteristiche del palo che soddisfano tali stati limite.

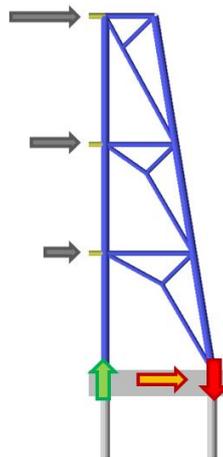


Figura 143- Rappresentazione delle forze agenti in fondazione

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo geotecnico, si è andato per tentativi alla ricerca della geometria di palo tale per cui alla domanda richiesta corrispondesse una capacità resistente sufficiente a soddisfare la disuguaglianza  $D < C$ , in particolare si è cercato di rendere quanto più simile la capacità alla domanda:  $D=C$ . Quanto fatto dal software rispecchia quanto detto dalla NTC2018 al capitolo 6:

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Le formule per determinare la capacità del palo, che sono state già citate nel paragrafo precedente, sono riproposte nel seguito:

$$Q_{lim} = Q_P + Q_S - W_p \quad (\text{palo in compressione})$$

$$Q_{lim} = Q_S - W_p \quad (\text{palo in trazione})$$

$$Q_P = p \cdot A_p = (q_p \cdot N_q + c \cdot N_c) \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$Q_S = A_L \cdot \int_0^L s \cdot dz = \pi \cdot d \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot tg(\delta)) \cdot dz$$

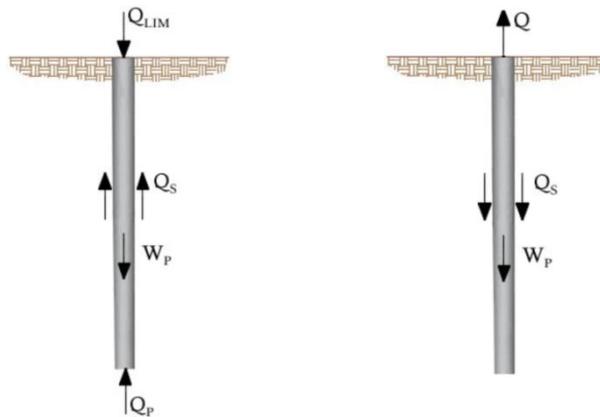


Figura 144- Rappresentazione del carico limite di compressione e trazione di un generico palo

Abbiamo anche detto che NTC 2018 per tali sistemi consente l'uso dell'Approccio 2: A1+M1+R3, dove:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G3}$

Tabella 27-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni secondo NTC2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 28-Coefficienti parziali per i parametri geotecnici secondo NTC2018

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 29-Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche secondo NTC2018

Per i micropali possono essere utilizzate le varie teorie proposte dal software, compresa la teoria di Bustamente-Doix, ma solo per il calcolo delle dimensioni del bulbo (avendo considerato un micropalo di tipo A non utilizzeremo Bustamente-Doix ma scegliamo Berezantzev). Il modulo geotecnico gestisce i micropali come pali trivellati, con l'unica differenza che utilizza le dimensioni del bulbo al posto di quelle del palo. Per la portanza di punta utilizza il diametro del bulbo, per la portanza laterale considera la superficie del bulbo per il tratto di lunghezza del bulbo e quella del palo per la parte rimanente. (Il diametro del bulbo da inserire è il valore del diametro finale dopo l'iniezione). La teoria di B-D viene in gioco solo se i micropali sono di tipo IGU o IRS.

Riassumendo quanto ottenuto in un grafico:

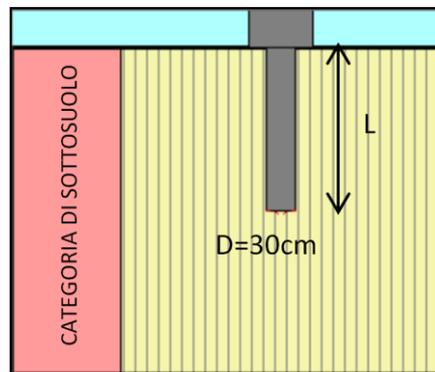


Figura 145- Schematizzazione stratigrafia e palo in ProSAP

Cat.	Lunghezza pali [m]			
	Setti_IS=0.80	No Setti_IS=0.80	Setti_IS=1.00	No Setti_IS=1.00
A	11.5	10	12	10
B	15.5	13.2	16	13.5
C	18	15.5	18.5	15.7
D	23.5	17.6	24	17.8

Tabella 30-Lunghezza dei pali.

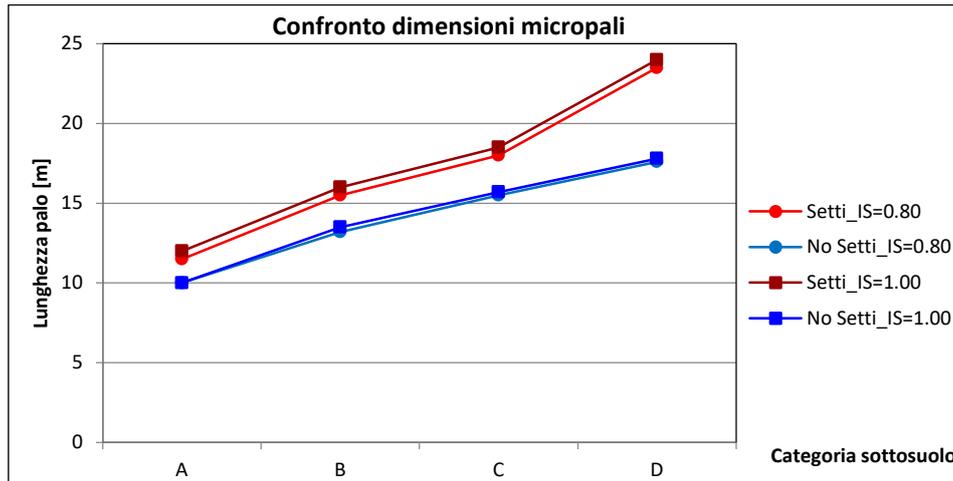


Figura 146- Confronto lunghezze pali

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo strutturale, abbiamo progettato l'armatura dei micropali mediante il modulo ProCAD\_Plinto. Di seguito viene proposto un esempio di diagrammi di sforzo normale, taglio e momento flettente sollecitanti un generico palo:

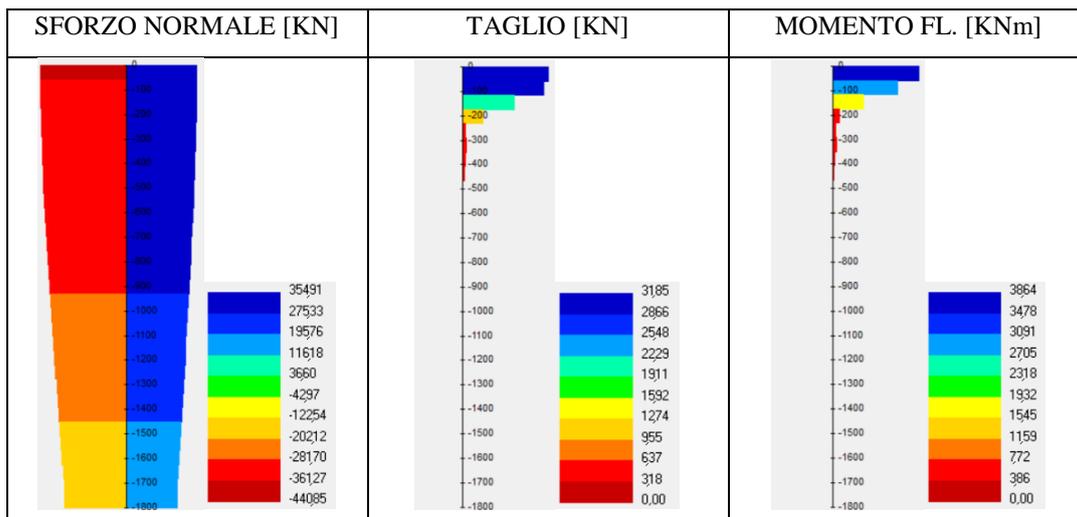


Tabella 31- Diagramma N, V, M tipo nei pali

Nella definizione dell'armatura si è fatto riferimento al capitolo 7.2.5 della NTC 2018 che dice:  
*I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.*

Setti IS=0.80		barre longitudinali			barre trasversali (spirali)	
Suolo	Num. Micropali	Lunghezza	Diametro	Num. Barre	Lunghezza (s=16cm)	Diametro
[-]	[-]	[cm]	[mm]	[-]	[cm]	[mm]
A	32	1150	20	6	4516	8
B		1550	20	8	6087	8
C		1800	20	8	7069	8
D		2350	20	8	9228	8

Tabella 32- Armatura pali per la struttura con setti collaboranti e IS=0.80

No Setti IS=0.80		barre longitudinali			barre trasversali (spirali)	
Suolo	Num. Micropali	Lunghezza	Diametro	Num. Barre	Lunghezza (s=16cm)	Diametro
[-]	[-]	[cm]	[mm]	[-]	[cm]	[mm]
A	38	1000	20	6	3927	8
B		1320	20	6	5184	8
C		1550	20	8	6087	8
D		1760	20	8	6912	8

Tabella 33- Armatura pali per la struttura con setti non collaboranti e IS=0.80

Setti IS=1.00		barre longitudinali			barre trasversali (spirali)	
Suolo	Num. Micropali	Lunghezza	Diametro	Num. Barre	Lunghezza (s=16cm)	Diametro
[-]	[-]	[cm]	[mm]	[-]	[cm]	[mm]
A	32	1200	20	6	4712	8
B		1600	20	8	6283	8
C		1850	20	8	7265	8
D		2400	20	8	9425	8

Tabella 34- Armatura pali per la struttura con setti collaboranti e IS=1.00

No Setti IS=1.00		barre longitudinali			barre trasversali (spirali)	
Suolo	Num. Micropali	Lunghezza	Diametro	Num. Barre	Lunghezza (s=16cm)	Diametro
[-]	[-]	[cm]	[mm]	[-]	[cm]	[mm]
A	38	1000	20	6	3927	8

B		1350	20	6	5301	8
C		1570	20	8	6165	8
D		1780	20	8	6990	8

Tabella 35-Armatura pali per la struttura con setti non collaboranti e IS=1.00

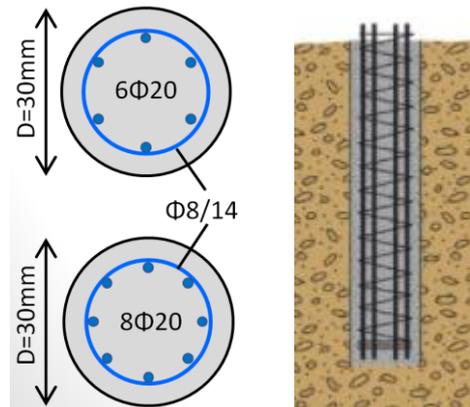


Figura 147-Schema posizione armature nei pali

La normativa prevede anche altri stati limite ultimi, di seguito riportati, che non sono stati presi in considerazione, per i motivi giù descritti:

- Non serve fare la verifica di stabilità perché l'NTC al cap. 6.4.1 dice *“Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione”*. La nostra scuola non rientra in queste casistiche. ProSAP non è in grado di verificare la stabilità globale;
- La verifica di resistenza della struttura di collegamento dei pali non è di nostro interesse perché associamo tutto ai pali per semplicità, in uno studio più approfondito posso magari tenerne conto;
- Collasso per carico limite orizzontale, magari tramite la teoria di Broms, trascurato. ProSAP non è in grado di verificare la stabilità globale;
- Liquefazione trascurata.

Nota bene: Prosap calcola la resistenza caratteristica dei pali con i metodi numerici attraverso i parametri geotecnici: uso un solo valore, quindi il medio è anche il minimo perché ho ipotizzato una sola verticale;

## 8.6 Sintesi dei risultati

Associando ad ogni categoria di sottosuolo delle proprietà geotecniche, è stata fatta una progettazione "speditiva" delle fondazioni nei diversi casi analizzati:

- struttura post operam con setti collaboranti e  $IS-V=0.80$ ;
- struttura post operam con setti collaboranti e  $IS-V=1.00$ ;
- struttura post operam con setti non collaboranti e  $IS-V=0.80$ ;
- struttura post operam con setti non collaboranti e  $IS-V=1.00$ ;

Dal punto di vista geotecnico si evince che, per tutti i casi in esame, il diametro dei pali debba essere pari a 30cm. Invece, per quanto riguarda la loro lunghezza, la struttura con setti collaboranti presenta dei pali di fondazione con una lunghezza maggiore rispetto alla struttura con setti non collaboranti. Inoltre, si deduce che la struttura post operam, adeguata dal punto di vista sismico ( $IS-V=1.00$ ), presenta dei pali di fondazione con lunghezze maggiori rispetto alla struttura migliorata ( $IS-V=0.80$ ). Si nota infine che, al diminuire della rigidità del sottosuolo, e quindi andando da A verso D, tale lunghezza aumenta. Nello specifico, si passa da una lunghezza di 10 metri nel caso di struttura con  $IS-V=0.80$  con setti non collaboranti su sottosuolo di categoria A, a 24 metri nel caso di struttura con  $IS-V=1.00$  con setti collaboranti su sottosuolo di categoria D.

Dal punto di vista strutturale si evince che l'armatura (barre longitudinali e spirale) debbano avere un diametro pari a 20mm, con una configurazione che va da 6 a 8 ferri nella sezione trasversale, a seconda della struttura, all' $IS-V$  ed alla categoria di sottosuolo.

## 9 STIMA DEI COSTI E CLASSIFICAZIONE SISMICA

### 9.1 Stima dei costi

In questo capitolo si mostra l'analisi dei costi relativi all'intervento svolto. Essa partirà da un'analisi fatta in studi precedenti a cui sarà comparato l'incidenza delle opere di fondazione. Nella stima dei costi, poiché l'edificio è situato in provincia di Macerata, si fa riferimento al prezzario ufficiale 2020 della regione Marche in materia di lavori pubblici e di sicurezza nei cantieri temporanei e mobili. L'analisi dei costi terrà conto del dell'intervento strutturale degli elementi in elevazione (pareti dell'esoscheletro, tasselli, sistema duplex) e degli elementi in fondazione (trave di collegamento e pali), dell'onere della sicurezza e del costo dell'intervento per l'efficientamento energetico, quest'ultimo trattato in precedenti studi ma trascurato in questo lavoro.

Il costo dell'intervento strutturale è stato valutato partendo dal costo dei tubolari più quello relativo alla sua protezione (nel caso in esame si è considerata la zincatura). La sicurezza è inclusa nel costo della voce dei tubolari e del sistema di protezione presenti nel prezzario.

Costi unitari ( $C_U$ ):

- Tubolari in acciaio S275: 5,22 €/kg;
- Applicazione sistema Duplex : 1,50 €/kg (Zincatura a caldo (0.8 euro/kg)+ verniciatura 0.7 euro/kg);
- Tasselli : 20,00 €/cad (Si usano 8 tasselli per ogni collegamento).

Sistema	Peso [ton]	Costo [€]
EXO_IS=0.8_ND	46,46	315621

Tabella 36-Pesi dei vari sistemi sul modello con setti collaboranti

Sistema	Peso [ton]	Costo [€]
EXO_IS=0.8_ND	53,85	361023

Tabella 37- Pesi dei vari sistemi sul modello con setti non collaboranti

Sistema	Peso [ton]	Costo [€]
EXO_IS=1.0_ND	56,60	378565

Tabella 38-Pesi dei vari sistemi sul modello con setti collaboranti

Sistema	Peso [ton]	Costo [€]
EXO_IS=1.0_ND	65,58	438676

Tabella 39- Pesi dei vari sistemi sul modello con setti non collaboranti

Il costo delle fondazioni è stato valutato partendo dal costo degli scavi, dalla realizzazione dei pali e dell'armatura necessaria forniti da prezzario in euro/kg. La sicurezza è inclusa nel costo.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione  
parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
Parte III: Caso studio: scuola Santini

Costi unitari ( $C_U$ ):

- Scavo a sezione obbligata con uso di mezzi meccanici: 16,67 €/m<sup>3</sup>;
- Fornitura e posa in opera cls: 149,96 €/m<sup>3</sup>;
- Barre in acciaio tipo B450C : 1,90 €/kg;
- Micropali tipo A (gettato senza eccesso di pressione) – diametro 300mm: 35,35 €/m.

Confronto costi (NO setti)_IS=0.80				
Suolo	ESO (NO setti)_IS=0.80	Fond. (NO setti)_IS=0.80	ESO+Fond. (NO setti)_IS=0.80	$\Delta C$ (NO setti) IS=0.80
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	361'023	39'188	400'211	10.85
B	361'023	47'262	408'285	13.09
C	361'023	58'581	419'604	16.23
D	361'023	64'627	425'650	17.90

Confronto costi (NO setti)_IS=1.00				
Suolo	ESO (NO setti)_IS=1.00	Fond. (NO setti)_IS=1.00	ESO+Fond. (NO setti)_IS=1.00	$\Delta C$ (NO setti) IS=1.00
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	438'676	39'188	477'864	8.93
B	438'676	48'018	486'694	10.95
C	438'676	59'157	497'833	13.49
D	438'676	65'203	503'879	14.86

Confronto costi (setti)_IS=0.80				
Suolo	ESO (setti)_IS=0.80	Fond. (setti)_IS=0.80	ESO+Fond. (setti)_IS=0.80	$\Delta C$ (setti) IS=0.80
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	315'621	36'187	351'808	11.47
B	315'621	49'332	364'953	15.63
C	315'621	55'392	371'013	17.55
D	315'621	68'726	384'347	21.77

Confronto costi (setti)_IS=1.00				
Suolo	ESO (setti)_IS=1.00	Fond. (setti)_IS=1.00	ESO+Fond. (setti)_IS=1.00	$\Delta C$ (setti) IS=1.00
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	378'565	37'250	415'815	9.84
B	378'565	50'544	429'109	13.35
C	378'565	56'604	435'169	14.95
D	378'565	69'938	448'503	18.47

Tabella 40- Confronto costi struttura con e senza fondazioni

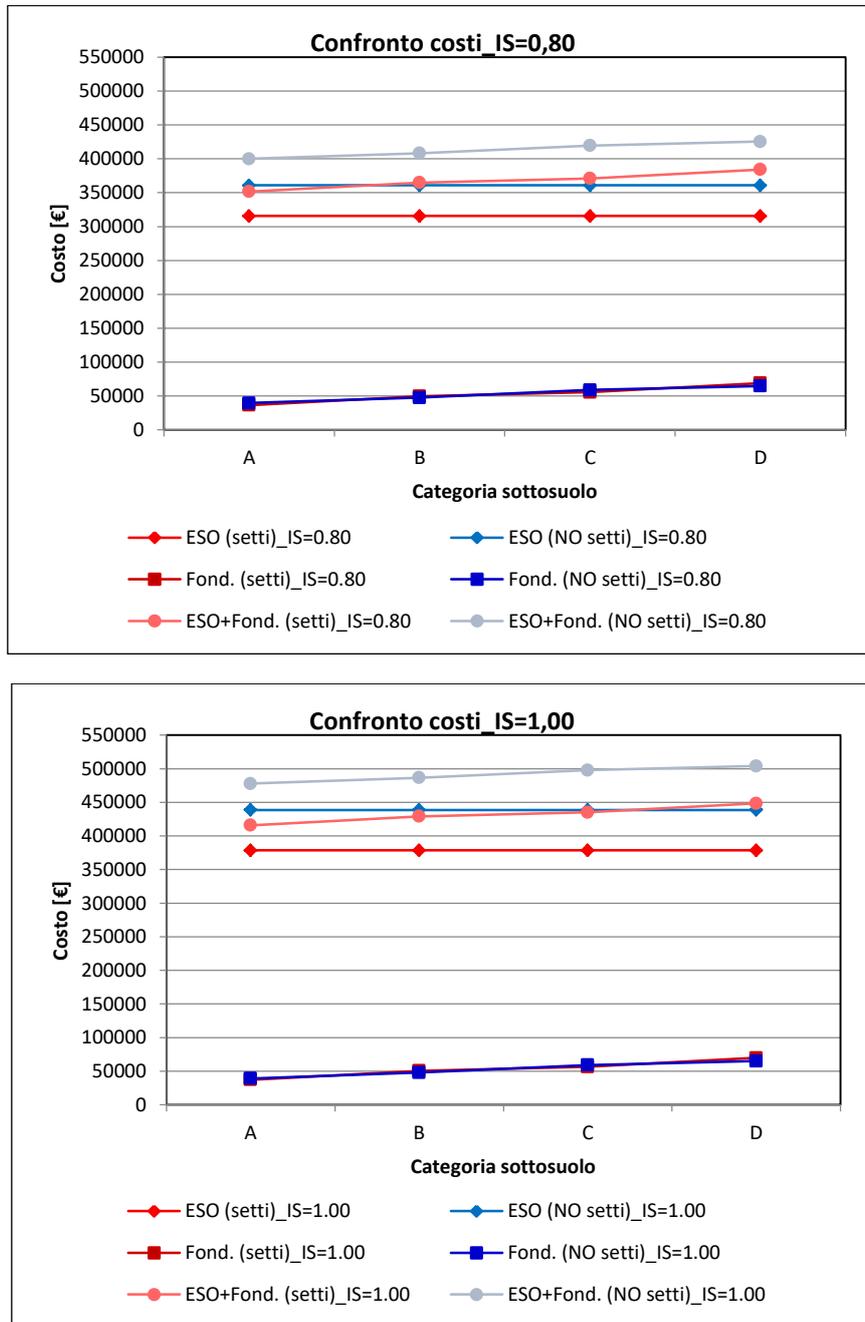


Figura 148-Confronto costi struttura con e senza fondazioni

Si può osservare che il costo delle fondazioni è praticamente lo stesso al variare del tipo di struttura, mentre è significativa la variazione della categoria di sottosuolo. Si nota anche che la variazione dei costi tra l'esoscheletro che porta ad avere, alla struttura post opera, un IS-V=0.80 e quello che porta ad avere un IS-V=1.00 è poco significativo.

Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di edifici in calcestruzzo armato esistenti: Progettazione parametrica dei dettagli costruttivi e delle fondazioni  
 Parte III: Caso studio: scuola Santini

Incidenze:

Confronto incidenze (NO setti)_IS=0.80				
Suolo	ESO (NO setti) IS=0.80	Fond. (NO setti) IS=0.80	ESO+Fond. (NO setti) IS=0.80	$\Delta C$ (NO setti)_IS=0.80
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	301	33	334	10.85
B	301	39	340	13.09
C	301	49	350	16.23
D	301	54	355	17.90

Confronto incidenze (NO setti)_IS=1.00				
Suolo	ESO (NO setti) IS=1.00	Fond. (NO setti) IS=1.00	ESO+Fond. (NO setti) IS=1.00	$\Delta C$ (NO setti)_IS=1.00
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	366	33	398	8.93
B	366	40	406	10.95
C	366	49	415	13.49
D	366	54	420	14.86

Confronto incidenze (setti)_IS=0.80				
Suolo	ESO (setti) IS=0.80	Fond. (setti) IS=0.80	ESO+Fond. (setti) IS=0.80	$\Delta C$ (setti)_IS=0.80
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	263	30	293	11.47
B	263	41	304	15.63
C	263	46	309	17.55
D	263	57	320	21.77

Confronto incidenze (setti)_IS=1.00				
Suolo	ESO (setti) IS=1.00	Fond. (setti) IS=1.00	ESO+Fond. (setti) IS=1.00	$\Delta C$ (setti)_IS=1.00
[-]	[€]	[€]	[€]	[%]
A	315	31	347	9.84
B	315	42	358	13.35
C	315	47	363	14.95
D	315	58	374	18.47

Tabella 41- Confronto incidenze struttura con e senza fondazioni

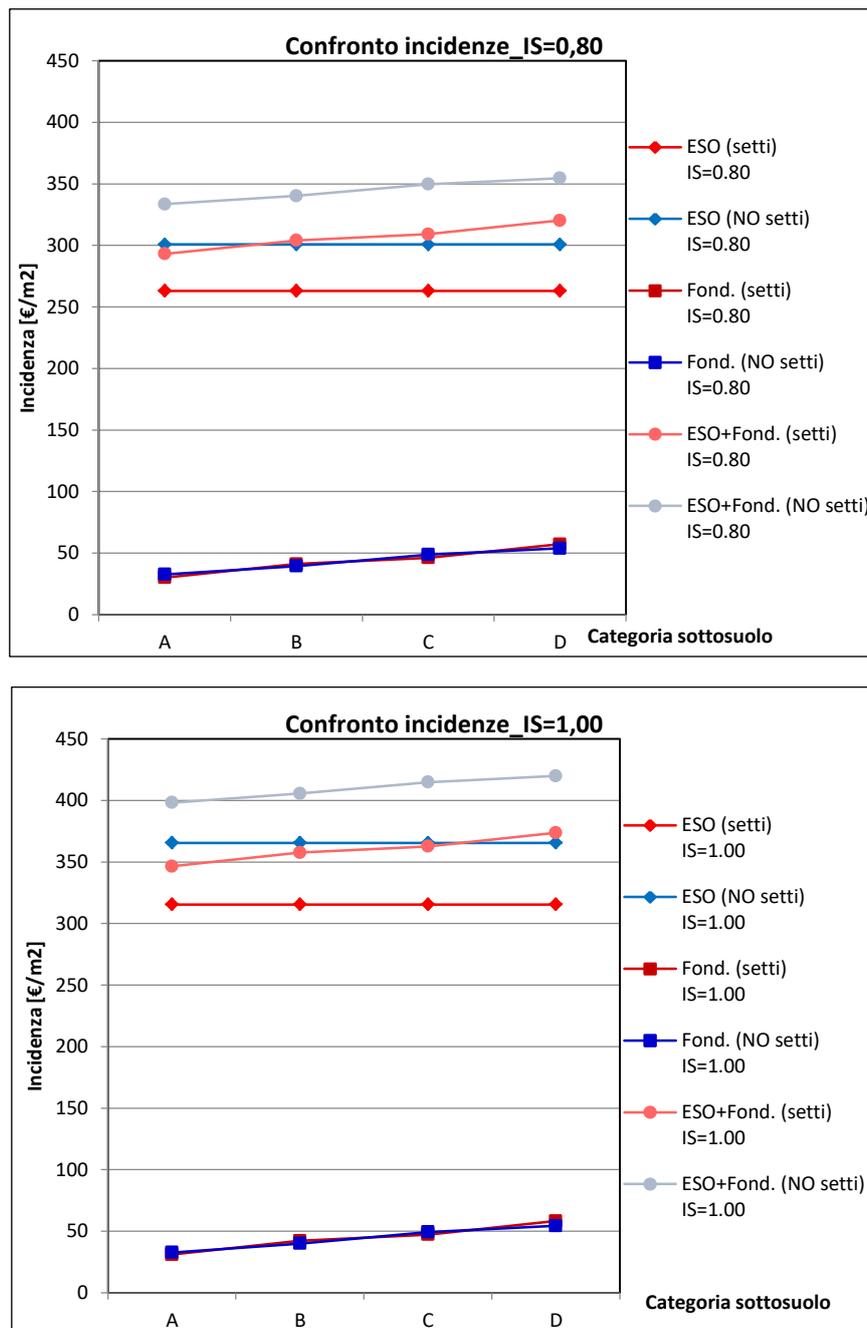


Figura 149-Confronto incidenze struttura con e senza fondazioni

Il discorso precedentemente fatto per i costi assoluti dell'esoscheletro e delle fondazioni è analogo per le incidenze, dato che non si è fatto altro che dividere i costi per l'area della struttura, pari a 1200m<sup>2</sup>. L'intervallo dei costi è di 263 €/m<sup>2</sup> - 366 €/m<sup>2</sup>, nel caso di struttura senza la stima del costo delle fondazioni, e di 293 €/m<sup>2</sup> - 420 €/m<sup>2</sup>, nel caso in cui si tiene conto anche del costo delle fondazioni.

Mostriamo ora un diagramma in cui viene riportato il rapporto, a parità di ogni condizione, tra il singolo costo della fondazione e il costo dell'esoscheletro:

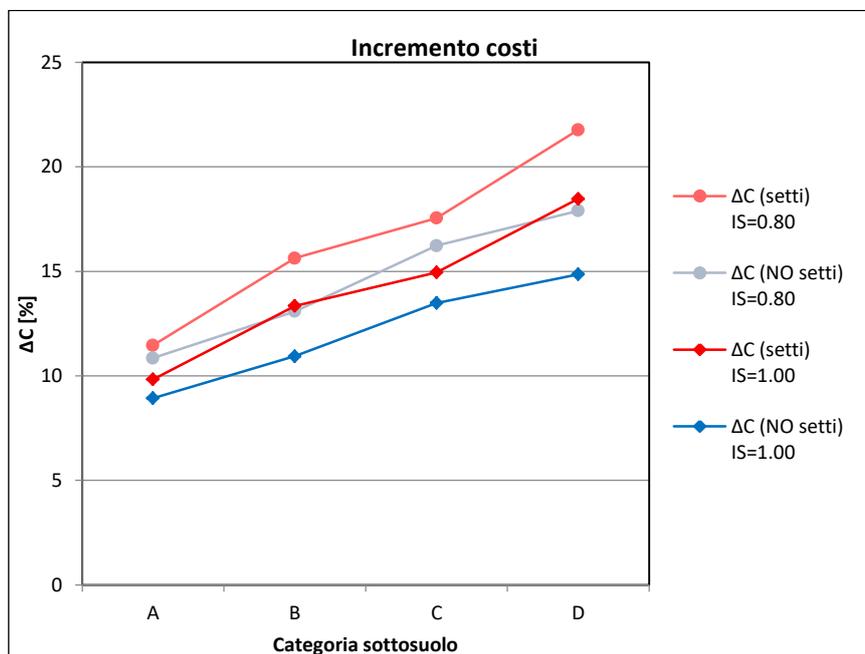


Figura 150-Confronto incremento struttura con e senza fondazioni

Confrontando i due intervalli ottenuti, si può dedurre che vi è un incremento del costo che oscilla tra il 10%, per categorie di sottosuolo migliori (A), e il 22% per categorie di sottosuolo più scadenti (D). È facile intuire che i costi relativi alle fondazioni sono destinati ad aumentare se si utilizzassero pali/micropali meno semplici, mentre i costi relativi alla parte in elevazione sono destinati a diminuire se utilizzassi profili non tubolari ma di altro tipo.

## 9.2 Classificazione del rischio sismico

In tale paragrafo si riassume brevemente quanto già determinato in lavori precedenti riguardo alla classificazione del rischio sismico ante e post operam per valutare se si ha l'accesso all'incentivo del Sismabonus.

La classe di rischio sismico di un edificio è definita da otto fasce che vanno dalla più bassa con la lettera G, alla più alta, definita con A+ e la sua determinazione può avvenire con due metodi: semplificato o convenzionale. Il metodo convenzionale si basa sulla determinazione dell'indicatore di rischio sismico definito dalle Norme Tecniche ed è da intendersi come il metodo di riferimento. I parametri da considerare con quest'ultimo metodo sono due: un parametro di sicurezza strutturale, chiamato Indice di sicurezza (IS-V) e un parametro economico chiamato Perdita annua media attesa (PAM):

- IS-V o  $\zeta_E$  : si tratta del minor rapporto tra la capacità offerta dall'edificio e la domanda richiesta dal sisma di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), è azione sismica massima sopportabile dalla costruzione e l'azione sismica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Si tratta del rapporto tra l'accelerazione che l'edificio è in grado di sopportare al raggiungimento di un meccanismo di rottura definito per lo SLV e la corrispondente domanda;
- PAM: valuta l'importo per riparare i danni prodotti dall'evento sismico durante la vita della costruzione in percentuale del Costo di ricostruzione (CR). Per determinarlo si deve integrare una curva in un grafico in cui i punti della spezzata sono funzione delle perdite economiche provocate da eventi che portano al raggiungimento di uno stato limite della struttura. Il grafico è espresso in funzione di  $\lambda$ , frequenza media annua di superamento dello stato limite.

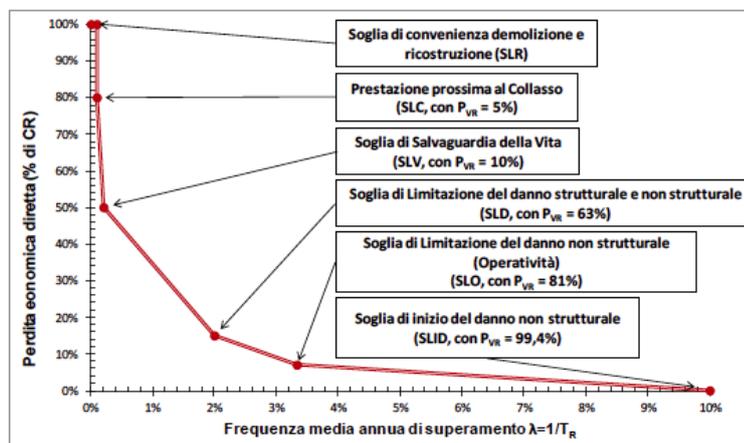


Figura 151-Esempio diagramma PAM

Per poter definire la curva del PAM bisognerà individuare le accelerazioni di picco per le quali si attivano i vari stati limite, nell'ambito del PAM sono introdotti ulteriori due stati limite oltre ai canonici quattro. Quindi si avrà

- Stato Limite di Inizio Danno (SLID);
- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato limite di Danno (SLD);
- Stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV);
- Stato limite di collasso (SLC);
- Stato limite di ricostruzione (SLR)

In via semplificativa si può calcolare le PGA, e quindi i periodi di ritorno, relativi allo SLD e allo SLV quindi  $\lambda_{SLO} = 1.67 \lambda_{SLD}$ ,  $\lambda_{SLC} = 0.49 \lambda_{SLV}$ ,  $\lambda_{SLID} = 0.1$  e  $\lambda_{SLR} = \lambda_{SLC}$ . Alle frequenze si deve poi associare il costo di ricostruzione relativo.

Stato Limite	$\lambda=1/T$ [1/s]	CR[%]
SLID	0.1	0
SLO	$1.67 \lambda_{SLD}$	7
SLD	$\lambda_{SLO}$	15
SLV	$\lambda_{SLV}$	50
SLC	$0.49 \lambda_{SLV}$	80
SLR	$0.49 \lambda_{SLV}$	100

Tabella 42-Valutazione dei parametri del PAM con metodologia semplificata

Quindi definita la curva come l'insieme di varie spezzate bisognerà calcolare l'area sottesa al grafico per avere il valore del PAM.

Seguendo le successive tabelle si sono stabilite la classe di rischio sismico della struttura, perché attraverso ognuno di essi si perviene ad una classe, la minore delle quali definisce la classificazione dell'edificio:

Indice di Sicurezza	Classe IS-V	Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$100\% < IS-V$	$A_{IS-V}^+$	$PAM \leq 0,50\%$	$A_{PAM}^+$
$100\% \leq IS-V < 80\%$	$A_{IS-V}$	$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	$A_{PAM}$
$80\% \leq IS-V < 60\%$	$B_{IS-V}$	$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$B_{PAM}$
$60\% \leq IS-V < 45\%$	$C_{IS-V}$	$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$C_{PAM}$
$45\% \leq IS-V < 30\%$	$D_{IS-V}$	$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$D_{PAM}$
$30\% \leq IS-V < 15\%$	$E_{IS-V}$	$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$E_{PAM}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$	$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$F_{PAM}$
		$7,5\% \leq PAM$	$G_{PAM}$

Figura 152-Classi di IS-V e PAM

Otteniamo quanto segue:

#### STRUTTURA CON SETTI COLLABORANTI

ANTE OPERAM		
IS-V=0,3	Classe D	
PAM=2,52 %	Classe D	
EXO_2D_⊥_IS=0,8_ND		
IS-V=0,8	Classe A	
PAM=0,59 %	Classe A	
EXO_2D_⊥_IS=1,0_ND		
IS-V=1,0	Classe A+	
PAM=0,48 %	Classe A+	

Tabella 43-IS-V e PAM per struttura con setti collaboranti

**STRUTTURA CON SETTI NON COLLABORANTI**

<b>ANTE OPERAM</b>		
IS-V=0,3	Classe D	
PAM=3,14 %	Classe E	

<b>EXO_2D_⊥_IS=0,8_ND</b>		
IS-V=0,8	Classe A	
PAM=0,60 %	Classe A	

<b>EXO_2D_⊥_IS=1,0_ND</b>		
IS-V=1,0	Classe A+	
PAM=0,48 %	Classe A+	

Tabella 44-IS-V e PAM per struttura con non setti collaboranti

L'art. 16, commi 1-bis, 1-ter e 1-quater, del D.L. n. 63/2013 ha previsto, per il quinquennio dal 1° gennaio 2017 al 31 dicembre 2021, una detrazione per le spese sostenute per interventi relativi all'adozione di misure antisismiche (sismabonus), le cui procedure autorizzatorie sono iniziate dopo il 1° gennaio 2017.

Il Sismabonus è la detrazione per gli interventi relativi all'adozione di misure antisismiche per le spese sostenute per lavori antisismici realizzati sulle parti strutturali degli edifici o complessi di edifici collegati strutturalmente. A seconda dell'intervento, le detrazioni sono del 70-80% per le case; del 75-85% per i condomini. Per una spesa complessiva non superiore a 96.000 euro per unità immobiliare e per ogni anno. Il Sismabonus consentirà la detrazione del 70% solo intervenendo su struttura, elementi prefabbricati, impianti e macchinari. In particolare la detrazione sarà per incrementi di una sola classe del 70-75% rispettivamente per unità abitative e parti comuni condominiali. Se l'incremento è di due o più classi la detrazione sarà dell'80-85% rispettivamente per unità abitative e parti comuni condominiali.

Di fatto però con l'introduzione del Decreto Rilancio del 19/05/2020, convertito in legge il 17/07/2020, l'aliquota delle detrazioni spettanti è elevata al 110% per le spese sostenute dal 1 luglio 2020 al 30 giugno 2022 senza alcun vincolo legato al salto di classe.



## 10 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Dopo aver approfondito lo stato dell'arte, la concezione strutturale e dopo aver considerato esempi sull'applicazione degli esoscheletri ortogonali, sono state presentate le loro prerogative e caratteristiche. Nello specifico, è stato dimostrato che le soluzioni adoperate per il consolidamento degli edifici esistenti in c.a., possono essere concepite come un sistema integrato a livello strutturale-energetico-architettonico, possono garantire alte prestazioni strutturali con tempi di progettazione ed esecuzione brevi e senza interrompere l'operatività nella struttura esistente, possono essere standardizzati i loro processi di progettazione e produzione, possono garantire l'accessibilità e sono in grado di regolarizzare la risposta dinamica della struttura. Di contro però, essi necessitano di fondazioni proprie e sono applicabili ad edifici di bassa-modesta altezza in quanto necessitano di molto spazio intorno all'edificio da consolidare.

Nel lavoro di tesi è stato richiamato un metodo di progettazione che, articolato in cinque fasi, ha portato alla progettazione del sistema di esoscheletri all'edificio del caso studio "Scuola P.Santini", considerando sia la struttura con setti collaboranti (Sistema Benchmark del WP5 ReLUIS) sia la struttura con setti non collaboranti. Inoltre, è stato considerato l'esoscheletro che porta la struttura post operam sia ad un  $IS-V=0.80$  sia ad un  $IS-V=1.00$ , il tutto considerando sempre l'esoscheletro come sistema non dissipativo.

Inoltre, è emerso che, nello studio di una struttura, non bisogna limitarsi alla sola analisi globale, in quanto potrebbe non essere colto il reale comportamento della struttura stessa o di alcune sue parti. L'analisi locale, invece, permette di cogliere importanti criticità come la distribuzione di stress nei nodi dell'esoscheletro, la resistenza, la duttilità, la deformabilità e la rigidità. Nello specifico, l'analisi mostra che l'utilizzo del materiale S275 non è soddisfacente, mentre il materiale S355 risulta essere adeguato sia per una analisi globale della struttura sia per una analisi locale.

Per quanto riguarda i sistemi di trasferimento, se la struttura esistente non ha nodi di notevoli dimensioni e non ha un calcestruzzo di buona qualità (come il nostro caso studio), sia le verifiche a trazione lato calcestruzzo sia le verifiche a compressione del basamento in calcestruzzo, potrebbero risultare non verificate, motivo per cui necessitano di interventi locali. A tal proposito, si fa riferimento a rinforzi locali con FRP, con FRCM, ringrosso del nodo, allungamento della piastra sugli elementi adiacenti il nodo interessato, prolungamento degli ancoraggi fino all'interno della struttura e bloccaggio con piastre. In alternativa, verificando che l'armatura nel nodo è sufficiente ad assorbire questi sforzi, si potrebbe evitare di effettuare, tramite software, le verifiche dedicate.

Andando sull'aspetto fondazioni si evince che, dal punto di vista geotecnico, per tutti i casi il diametro dei pali è pari a 30cm, mentre la struttura con setti collaboranti presenta dei pali di fondazione con una lunghezza maggiore rispetto alla struttura con setti non collaboranti. Inoltre si

evince che la struttura post operam adeguata dal punto di vista sismico ( $IS-V=1.00$ ) presenta dei pali di fondazione con lunghezze maggiori rispetto alla struttura migliorata ( $IS-V=0.80$ ). Si nota infine che al diminuire della qualità del sottosuolo, e quindi andando da A verso B, tale lunghezza aumenta. Si passa dunque da una lunghezza di 10 metri nel caso di struttura con  $IS-V=0.80$  con setti non collaboranti su sottosuolo di categoria A, a 24 metri nel caso di struttura con  $IS-V=1.00$  con setti collaboranti su sottosuolo di categoria D. Dal punto di vista strutturale si evince che l'armatura (barre longitudinali e spirale), è rappresentata da un diametro di barre longitudinale pari a 20mm con una configurazione che va da 6 a 8 ferri in sezione a seconda se si tratta di pali in sottosuoli migliori, oppure se si tratta di pali in sottosuoli più scadenti.

Il lavoro è stato concluso eseguendo la stima del costo delle fondazioni ed è stato effettuato un confronto dei valori ottenuti con quelli già stimati della sovrastruttura, in modo tale da capire se e quanto siano compatibili con gli incentivi del sismabonus. I risultati mostrano che l'intervento ha un impatto del costo abbastanza alto, soprattutto con l'aggiunta delle fondazioni. L'intervallo dei costi è di 263 €/m<sup>2</sup> - 366 €/m<sup>2</sup>, nel caso di struttura senza la stima del costo delle fondazioni, e di 293 €/m<sup>2</sup> - 420 €/m<sup>2</sup>, nel caso in cui si tiene conto anche del costo delle fondazioni. Confrontando i due intervalli ottenuti, si può dedurre che vi è un incremento del costo che oscilla tra il 10%, per categorie di sottosuolo migliori, e il 22% per categorie di sottosuolo più scadenti. È facile intuire che i costi relativi alle fondazioni sono destinati ad aumentare se si utilizzassero pali/micropali meno semplici, mentre i costi relativi alla parte in elevazione sono destinati a diminuire se utilizzassi profili non tubolari ma di altro tipo. In ogni caso questi costi elevati dell'intervento possiamo giustificarli dall'output molto performante in prestazioni e considerabile come top in questa strategia di intervento.

Infine, è riportata una sintesi della classificazione del rischio sismico della struttura ante e post operam, evidenziando un salto di 4-5 classi, ragion per cui l'intervento permette di utilizzare gli incentivi del Sismabonus e del Superbonus.

Sviluppi futuri:

- utilizzo di dispositivi dissipativi (sistemi di trasferimento e/o collegamenti in fondazione);
- analisi geotecnica dettagliata mediante software più avanzati nell'ambito relativo;
- studio delle fondazioni utilizzando tecnologie innovative;
- analisi mirate e dettagliate considerando il rinforzo locale dei nodi.

## **RINGRAZIAMENTI**

Un immenso grazie alla mia famiglia e alle persone che, in questo percorso, mi sono state vicino e che, insieme a me, hanno coronato questo sogno fatto di mille emozioni. Un capitolo indelebile della mia vita, iniziato con tante ansie, paure, timidezze, ma sempre contrassegnato da grinta e voglia di mettermi in gioco. Tutto questo mi ha permesso di crescere e di acquisire maggiore consapevolezza di chi sono, di cosa voglio e di cosa posso ottenere. Ora bisogna voltare pagina e scrivere tanto altro, e tra una sbavatura e l'altra si continuerà ad inventare questo meraviglioso libro.

Si desiderano ringraziare il I consorzio ReLUIS ed il Dipartimento della Protezione Civile per il supporto scientifico ed economico fornito nell'ambito del progetto ReLUIS-DPC 2019-2021. In particolare si ringrazia il valente prof. Raffaele Landolfo per avermi dato la possibilità di affrontare questa interessante tematica, il prof. Gianmaria Di Lorenzo per la sua generosità nel fornirmi materiale e per la grande disponibilità nel supportarmi nello svolgimento di questo lavoro di tesi, il prof. Gianpiero Russo e l'ing. Roberto Tartaglia per l'aiuto ottenuto grazie alle loro conoscenze e capacità.

Per aver messo a disposizione i risultati dei loro lavori di tesi ringrazio le dottoresse Eleonora Colacurcio e Agustina Di Filippo con "Usò degli esoscheletri in acciaio per il retrofit di edifici esistenti in c.a." e Raffaele Cutolo con "Esoscheletri ortogonali in acciaio per il retrofit di strutture esistenti in cemento armato".

Si ringrazia l'azienda 2SI e l'azienda Eiseko per la fornitura e l'assistenza tecnica rispettivamente dei software ProSAP e IDEA Statica Connection.

## **BIBLIOGRAFIA**

- Achtziger, W. (2007). "On simultaneous optimization of truss geometry and topology." *Struct. Multidisciplinary Optim.*, 33 (4–5), 285–304.
- Angelucci, F., Di Sivo, M. and Ladiana, D., (2013), "Responsiveness, Adaptability, Transformability: the new quality requirements of the built environment", *Techne*, No. 5, 53-59.
- Badoux, M., Jirsa, J.O., (1990). "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", *Journal of Structural Engineering*, 116 (1), 55-74.
- Bellini, O. E., Marini, A., Passoni, C., (2018), "Adaptive exoskeleton systems for the resilience of the built environment", *Journal of Technology for Architecture and Environment. TECHNE*, n.15/2018, 71-80.
- Bendsøe, M. P., Sigmund, O. (2003). *Topology optimization: Theory, methods and applications*, 2nd Ed., Engineering Online Library, Springer, Berlin, Germany
- Benyus, J. M., (2002), "Biomimicry. Innovation Inspired by Nature". 2<sup>nd</sup> ed William Morrow and Company, New York, 2002.
- Blume, J. A., (1960), "A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range," *Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, 1960, 11, 1061-1084.
- Caverzan, A., Lamperti Tornaghi, M., Negro, P., (2016), "Taxonomy of the redevelopment methods for non-listed architecture: from façade refurbishment to the exoskeleton system", *JRC, Conference and workshop Reports, Proceedings of Safesust Workshop, Ispra, November, 26-27*.
- Comité Européen du Béton – Fédération Internationale du Béton (CEB-FIB), (2003), "Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings", *CEB-FIB Bulletin no. 24. State-of-art Report, Task Group 7.1, 2003*.
- Cordova, B., (2018), "Scelta del tipo di acciaio da impiegare in base al rischio di fragilità a basse temperature", *Costruzioni Metalliche* (2), 70-78.
- Costanzo, S., D’Aniello, M., Di Lorenzo, G., De Martino, A., Landolfo, R., (2019), "Seismic design of two-storey X-bracings", *Proceedings of SDSS 2019 - International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*, 11-13 September, Prague.
- Dalumi, N., (2002), *Prestazioni al fuoco di strutture di acciaio zincato trattate con vernici intumescenti*, *Costruzioni Metalliche*, n.3, 23-33.
- Di Benedetto, S., Latour, M., Rizzano, G., (2019), "Resistenza di connessioni saldate eseguite con taglio laser 3D fra colonne circolari e travi IPE passanti", *Proc. of XXVII CONGRESSO C.T.A. Le giornate italiane delle costruzioni in acciaio*, Bologna, 3-5 ottobre 2019, Vol. II, 589-598.
- Di Lorenzo, G., Landolfo, R., Avallone, A. (2016) "Le leghe ferrose per impiego strutturale dal XIX secolo ai nostri giorni: evoluzione dei processi, delle proprietà meccaniche e delle resistenze di progetto", *Costruzioni Metalliche Lug/Ago 2016*, ISSN: 0010-9673, pp.69-81
- Di Lorenzo, G., Formisano, A., Landolfo R. (2017), "On the origin of I beams and quick analysis on the structural efficiency of hot-rolled steel members", *The Open Civil Engineering Journal*, 11, (Suppl-1, M3), 332-344.
- Di Lorenzo G., Babilio E., Formisano A. and Landolfo R., (2019), "Innovative steel 3D trusses for preserving archaeological sites: Design and preliminary results", *Journal of Constructional Steel Research* 154, 250–262, 2019.
- Dipartimento della Protezione Civile (DPC)/Consorzio della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS) 2019-2021, WP5 Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati, Coordinatore scientifico: Prota, A., Dipartimento di Strutture per l’Ingegneria e

l'Architettura-Università degli Studi di Napoli Federico II Napoli, da Porto, F., Dipartimento di Ingegneria civile, edile e ambientale-Università degli Studi di Brescia.

Dolce, M., Manfredi, G., (2011), “Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni”, Dipartimento della Protezione Civile, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), 2011.

Fajfar, P., (1999), “Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand”, Spectra Earthquake Engng. Struct. Dyn., 28, 979-993, 1999.

Fanaie, N., Ezzatshoar, S., (2019), “Studying the seismic behavior of gate braced frames by incremental dynamic analysis (IDA)”, Journal of Constructional Steel Research, 99, 111-120

Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2006), “Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”, FEMA 547/2006.

Feroldi, F., Marini, A., Belleri, A., Passoni, C., Riva, P., Preti, M., Giuriani, E., Plizzari, G. (2014). “Sustainable seismic retrofit of modern RC buildings through an integrated structural, energetic and architectural approach adopting external engineered double skin façades”, *Progettazione Sismica*, 5 (2), 1-15 (in Italian).

Foraboschi, P., Giani, H., (2017), “Esoscheletri: Prerogative architettoniche e strutturali (Parte I)”, *Structural*, 214, 1-23, (in Italian).

Foraboschi, P., Giani, H., (2018), “Esoscheletri: Miglioramento sismico e rigenerazione architettonica(Parte I)”, *Structural*, 215, 1-23, (in Italian).

Formisano, A., Chiumiento, G., Di Lorenzo, G., Landolfo, R., (2017), “Innovative and traditional seismic retrofitting techniques of an existing RC school building: life cycle assessment and performance ranking through the TO PSIS method”, *Costruzioni Metalliche*, Gen-Feb 2017.

Freeman, S.A., (1998). “Development and Use of Capacity Spectrum Method”, Proceedings of 6<sup>th</sup> US National Conference on Earthquake Engineering, May 31-June 4, 1998, Seattle, Washington, U.S.A., 269, 2-7.

Franceschini, M., Semproli, P., Secci, A., Mundadori, M., Melli, B., Biancocini, B., (2014), “I segni della ricostruzione post terremoto maggio 2012: L’adeguamento sismico della palazzina per uffici nello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore”, Fondazione Promozione Acciaio, <https://www.promozioneacciaio.it/cms/it6445-1%E2%80%99adeguamento-sismico-della-palazzina-uffici-nello-stabilimento-magneti-marelli-di-crevalcore.asp>.

Fukuyama, H., Sugano, S., (2000), “Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake”, *Cement & Concrete Composites*, 22, 59-79

Güneyisi, E.M., Gültekin, A., (2017), “Nonlinear Behaviour of Mid-rise Steel Buildings with Gate Braced”, *The Open Civil Engineering Journal*, 2017, 11, (Suppl-1, M13) 475-484.

Hechler, O., Georges Axmann, G., Donnay, B., (2015), “The right choice of steel – according to the Eurocode”, *Economical Bridge Solutions based on innovative composite dowels and integrated abutments*, 21-43.

Korol R.M., Rutenberg A. and Bagnariol D., (1986), “On primary and secondary stresses in triangulated trusses”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 6, 123-142.

Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), (1977), “Standards for evaluation of seismic capacity and guidelines for seismic rehabilitation of existing reinforced concrete buildings”, revised 1990 (in Japanese).

Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA), (2001), “Guideline for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings”, Translated by Building Research Institute, 2001.

Labò, S., Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., Camata, G., Riva, P., Spacone, E., (2016). “Diagrid solutions for a sustainable seismic, energy, and architectural upgrade of European RC buildings”,

XII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation, 26-29 October 2016, Porto, Portugal.

Marini, A., Passoni, C., Riva, P., Negro, P., Romano, E., Taucer, F. (2014). Technology options for earthquake resistant, eco-efficient buildings in Europe: Research needs, Report EUR 26497 EN. JRC87425. ISBN 978-92-79-35424-3. doi:10.2788/68902. Publications Office of the European Union.

Marini, A., Belleri, A., Feroldi, F., Passoni, C., Preti, M., Riva, P., Giuriani, E., Plizzari, G. (2015). Coupling energy refurbishment with structural strengthening in retrofit interventions. SAFESUST Workshop, 26-27 November 2015, Ispra, Italy.

Marini, A., Passoni, C., Belleri, A., Feroldi, F., Preti, M., Metelli, G., Riva, P., Giuriani, E. and Plizzari, G., (2017), “Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-20.

Mazzolani F.M., (2007). “Refurbishment by steelwork”. Arcelor Mittal.

Ministero dell’Istruzione, dell’Università e della Ricerca (MIUR), Progetti di Rilevante Interesse Nazionale (PRIN), 2009, Nuove pratiche progettuali per la riqualificazione sostenibile di complessi di habitat sociale in Italia, Coordinatore Scientifico: M. Montuori, Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente e di Matematica, Università degli Studi di Brescia.

Moghaddam, H.A., Estekanchi, H.E., (1995), "On the characteristics of an off-centre bracing system", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 35, pp. 361-376, 1995.

Petrone, C., Di Sarno, L., Magliulo, G., Cosenza, E., (2017). “Numerical modelling and fragility assessment of typical freestanding building contents”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 1609–1633.

Raso, S., (2019), "Ruolo, collocazione ed evoluzione costruttiva delle strutture tubolari nel campo industrial ed architettonico", *Proc. of XXVII CONGRESSO C.T.A. Le giornate italiane delle costruzioni in acciaio*, Bologna, 3-5 ottobre 2019, Vol. I, 189-196.

Rizzo, F., Di Lorenzo, G., Formisano, A. and Landolfo, R., (2019), “Time-Dependent Corrosion Wastage Model for Wrought Iron Structures”, *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, 31 (8), pp. 04019165-1-15.

Schodek, D., Bechthold, M. (2014), “Structures” Seventh Edition, Pearson Education, Harlow (U.K.).

Scuderi, G., (2016), “Building Exoskeletons for the Integrated Retrofit of Social Housing, *Civil Engineering Journal*”, 2 (6), 226-243.

Sedlacek, G., Müller, C., (2001), "High strength steels in steel construction". *Proc. of the International symposium, Niobium; science & technology*, Orlando, Florida, U.S.A., December 2 - 5, 2001/ TMS, 907-930.

Sugano, S., (1981), “Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 14, (4), 209-222.

Terracciano G., Di Lorenzo G., Formisano A., Landolfo R., (2014), “Cold-formed thin-walled steel structures as vertical addition and energetic retrofitting systems of existing masonry buildings”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19 (7), 850-866.

Vitiello, U., Ciotta, V., Salzano, A., Asprone, D., Manfredi, G., Cosenza, E. (2019), “BIM-based approach for the cost-optimization of seismic retrofit strategies on existing buildings”, *Automation in Construction*, 98, 90–101.

Wardenier J., Kurobane Y., Packer J.A., van der Vegte G.J., Zhao, (2008), “Design guide for circular hollow steel sections (CHS) joints under predominantly static loading”, N.I, CIDECT.

Wenk, T., (2008). “Seismic retrofitting of structures: strategies and collection of examples in Switzerland”, Federal Office for the Environment FOEN, Bern

Zamani, S.M., Rasouli, M. (2006). “Experimental investigation of behavior of y-shaped concentric steel bracings.” Asian Journal of Civil Engineering, Building and Housing Research Center, 7 (1), pp. 81-94.

Zamani, S.M., Vafaei, A., Aghakouchak, Desai, C., (2011), ” Experimental Investigation of Steel Frames Braced with Symmetrical Pairs of y-shaped Concentric Bracings. International Journal of Steel Struct 11, pp.117-131

Zegard, T., Baker, W.F, Mazurek, A., Paulino, G.H., (2014), “Geometrical Aspects of Lateral Bracing Systems: Where Should the Optimal Bracing Point Be?”, Journal of Structural Engineering, 140 (9).

Zhang, J., Li, H., Zhao, Y., Ren, G., (2018), “An ontology-based approach supporting holistic structural design with the consideration of safety, environmental impact and cost”, Advances in Engineering Software, 115, 26-39.

Zwicky, P., Bachmann, H., “Seismic Upgrading of an auditorium building in Zurich”, IABSE Symposium, San Francisco, 1995, 151-155.

IDEA Statica, General interface and workflow of the program, manuale utente, theoretical background

ProSAP, release marzo 2020, manuale dell’utente

HILTI, ancoranti ETAG001, HIT HY 200 HIT Z Technical information

Russo Mandolini Viggiani (2012), Taylor e Francis

Viggiani (2003), Hevelius

## **PAROLE CHIAVE**

Accessibilità, Analisi modale, Analisi non lineare, Categoria di sottosuolo, CBFEM, Controventi in acciaio, Fondazioni, FEM, Esoscheletri, IDEA Statica, IS-V, Metodo delle Componenti, Micropali, Nodo, PAM, ProSAP, Punto di capacità, Punto di domanda, Riabilitazione strutturale, Rigidezza flessionale, SAP2000, Strutture esistenti in c.a, Tasselli Hilti.