



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Tesi di Laurea Magistrale

**Adeguamento sismico di capannoni
industriali in cemento armato**

Relatore

Prof. A.P. Fantilli

Candidato

Paola Gabriele

Marzo 2018

Alla mia famiglia

INDICE

PREMESSE.....	1
CAPITOLO 1	3
Tipologie strutturali di edifici prefabbricati e soluzioni di intervento di adeguamento sismico	3
1.1 Tipologie di strutture prefabbricate	4
1.2 Elementi di tamponamento delle strutture prefabbricate	8
1.3 Tipologie di schemi strutturali	9
1.4 Valutazione della messa in sicurezza secondo le normative vigenti	12
1.4.1 NTC 2008: §8.7.2 Costruzioni esistenti in cemento armato o in acciaio.....	13
1.4.2 CIRCOLARE: §C8.7.2.1 Requisiti di sicurezza	13
1.4.3 §C8.7.2.4 Metodi di analisi e criteri di verifica	14
1.4.4 Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q	14
1.4.5 Analisi statica lineare con fattore q	15
1.5 Collassi di capannoni industriali.....	16
1.5.1 Evento sismico in Emilia	16
1.5.2 Danni a connessioni tra elementi strutturali e perdite d'appoggio.....	18
1.6 Interventi di adeguamento/miglioramento su strutture prefabbricate	21
1.6.1 Principi per la rapida messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano	23
1.6.2 Interventi su elementi strutturali	26
1.6.4 Interventi volti ad evitare crisi per perdita d'appoggio	28
1.6.5 Interventi per trattenuta dei pannelli	30
CAPITOLO 2	32
Caso di studio	32
2.1 Descrizione generale.....	33
2.2 Prove Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves) in sito	33

2.2.1 Calcolo vs30.....	34
2.2.2 Prova MASW eseguita in sito.....	35
2.3 Descrizione del fabbricato.....	40
2.3.1 Struttura originaria del 1980.....	44
2.3.2 Ampliamento nel 1994 con struttura prefabbricata.....	48
2.4 Analisi critica dell'edificio industriale.....	50
CAPITOLO 3.....	52
Estrazione e analisi di provini di calcestruzzo e barre di armatura.....	52
3.1 Estrazione in sito.....	53
3.1.1 Estrazione provini di calcestruzzo.....	54
3.1.2 Estrazione barre di armatura.....	59
3.2 Prova a compressione calcestruzzo.....	61
3.3 Modulo elastico provino di calcestruzzo.....	63
3.3.1 Normativa UNI EN 12390-13.....	63
3.3.2 Caso di studio provino numero 2 dell'edificio 2.....	66
3.4 Prova di trazione su barre di armatura.....	68
3.4.1 Caratteristiche meccaniche acciaio.....	68
3.4.2 Prova di trazione.....	69
CAPITOLO 4.....	73
Analisi sismica - caso di studio.....	73
4.1 Parametri sismici.....	74
4.1.1 Parametri sismici del sito.....	74
4.1.2 Parametri sismici dell'edificio.....	75
4.1.3 Spettri per le verifiche agli stati limite.....	77
4.2 Modellazione Capannone industriale.....	78
4.2.1 Modello assunto per il calcolo.....	78

4.2.2 Materiali utilizzati	79
4.2.3 Modellazione elementi strutturali in FaTA-e30	79
4.2.4 Analisi dei carichi.....	87
4.2.5 Combinazione dei carichi.....	88
4.2.6 Baricentro delle masse e delle rigidzze	89
4.3 Determinazione del livello di conoscenza e fattori di confidenza	92
4.4 Analisi dinamica lineare	93
4.5 Risultati ottenuti da analisi sismica	95
4.5.1 Modi di vibrare degli edifici.....	95
4.5.2 Spostamenti	96
4.5.4 Sollecitazioni.....	98
4.5.5 Elementi strutturali collassati	102
4.5.6 Analisi dei risultati	103
CAPITOLO 5	104
Proposte di intervento e CME	104
5.1 Intervento per consolidamento delle fondazioni.....	104
5.1.1 Consolidamento del terreno mediante l’utilizzo di resine.....	105
5.1.2 Intervento di allargamento delle fondazioni.....	109
5.2 Intervento lungo i collegamenti elementi strutturali.....	115
5.2.1 Collegamento trave-pilastro	115
5.2.2 Collegamento trave-tegolo	117
5.3 Intervento di antiribaltamento delle tamponature	118
5.4 Intervento di collegamento tra gli edifici.....	120
5.5 Computo Metrico Estimativo della proposta di intervento.....	122
5.5.1 SISMA BONUS 2018	129
5.6 Stima costo di un capannone industriale di nuova costruzione	132

CONCLUSIONI.....	137
BIBLIOGRAFIA.....	139
Bibliografia in rete.....	141
RINGRAZIAMENTI.....	142

Tabella 1 Stralcio da NTC08.....	7
Tabella 2 Categorie di suolo secondo NTC 2008.....	34
Tabella 3 Dati relativi alla fase di acquisizione dei segnali.....	36
Tabella 4 Dati relativi alla soluzione con minor misfit.....	39
Tabella 5 Caratteristiche tecniche delle macchine di prova a compressione	61
Tabella 6 Geometria dei provini di cls dopo la molatura in mm.....	62
Tabella 7 Dati ricavati successivamente alla prova di compressione.....	62
Tabella 8 Risultati della prova - Modulo elastico	67
Tabella 9 Risultati di prova - trazione su armatura	69
Tabella 10 Stralcio della tabella 3.2.II NTC/08 - Categoria di sottosuolo	74
Tabella 11 Stralcio tabella 2.4.I NTC/08 - Vita nominale per diversi tipi di opere.	75
Tabella 12 Stralcio paragrafo 2.4.2 NTC/08 - Classi d'uso.....	75
Tabella 13 Stralcio da tabella 2.4.II NTC/08 - Valori del coefficiente d'uso C_u	75
Tabella 14 Stralcio tabella 7.4.I NTC/08 - Valori di q_0	76
Tabella 15 Stralcio tabella da NTC/08	76
Tabella 16 Valori di K_R da NTC/08	77
Tabella 17 Stralcio tabella 3.2.I NTC/08 - P_{VR} al variare dello stato limite considerato	78
Tabella 18 Caratteristiche dei tipi di calcestruzzo presenti	79
Tabella 19 Caratteristiche acciaio per C.A.	79
Tabella 20 Caratteristiche della muratura - Tamponamenti.....	79
Tabella 21 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU dalla NTC/08 taB. 5.2.V	89
Tabella 22 Coefficienti di combinazione ψ delle azioni dalla NTC/08 tab. 5.2.VI	89
Tabella 23 Tabella relativa al centro di massa e rigidezza - Edificio 1.....	91
Tabella 24 Stralcio tabella relativa la livello di conoscenza e fattori di confidenza	92
Tabella 25 Modi di vibrare relativi all'edificio 1.....	95
Tabella 26 Modi di vibrare relativi all'edificio 2.....	95
Tabella 27 Estratto da cap. 6.4.2.1 - normativa NTC/08.....	112
Tabella 28 Verifica a flessione composta delle travi con ringrosso in c.a.....	113
Tabella 29 Verifica a taglio delle travi con ringrosso in c.a.	115
Tabella 30 Classificazione con i diversi valori di PGA - zone sismiche.....	130

<i>Figura 1</i> Tipologie di pilastri	4
<i>Figura 2</i> Tipologie testa di pilastro, in evidenza il caso di studio.....	4
<i>Figura 3</i> Esempio edificio prefabbricato pluripiano.....	5
<i>Figura 4</i> Esempio edificio monopiano a doppia pendenza con tegoli nervati	5
<i>Figura 5</i> Esempio edificio monopiano a doppia pendenza a conci con voltine (caso di studio)	6
<i>Figura 6</i> Esempio di copertura realizzata con elementi speciali intervallati o meno da lucernari	6
<i>Figura 7</i> Esempio di copertura piana realizzata con tegoli nervati	6
<i>Figura 8</i> Tamponamento con pannelli prefabbricati verticali	8
<i>Figura 9</i> Tamponamento con pannelli prefabbricati orizzontali	8
<i>Figura 10</i> Tamponamento con muratura in laterizio	8
<i>Figura 11</i> Perdita di appoggio	9
<i>Figura 12</i> Spostamenti soggetti all'accelerazione S_d	10
<i>Figura 13</i> Schema per la valutazione del franco minimo.....	11
<i>Figura 14</i> Mappa pericolosità sismica fino ad allora in vigore	16
<i>Figura 15</i> Perdita d'appoggio trave principale di una struttura monopiano prefabbricata	18
<i>Figura 16</i> Dettaglio del collasso di una trave di un edificio industriale	19
<i>Figura 17</i> Collasso dei tegoli di copertura di una struttura monopiano prefabbricata	19
<i>Figura 18</i> Collasso di scaffalature in un edificio industriale a seguito delle scosse subito	20
<i>Figura 19</i> Collasso di elementi strutturali dell'edificio industriale e di scaffalature interne.....	20
<i>Figura 20</i> Connessione attritiva tra trave e colonna	21
<i>Figura 21</i> Incamiciatura totale o parziale dei pilastri.....	27
<i>Figura 22</i> Intervento per collegamento trave-pilastro	28
<i>Figura 23</i> Intervento collegamento trave-tegolo	29
<i>Figura 24</i> Intervento per il contenimento della copertura.....	30
<i>Figura 25</i> Intervento per il collegamento di pannelli orizzontali mediante cavetti in acciaio	30
<i>Figura 26</i> Intervento al collegamento della fondazione.....	31
<i>Figura 27</i> Individuazione del sito - Ortofoto by Google maps	32
<i>Figura 28</i> Foto scattate in sito, a sinistra posizionamento completo dei geofoni sulla lunghezza del territorio, a destra un dettaglio di uno dei due geofoni utilizzati.	35
<i>Figura 29</i> Localizzazione prova MASW.....	36
<i>Figura 30</i> Geometria dello stendimento.....	36
<i>Figura 31</i> Sismogramma scoppio a -3 m (#15).....	38
<i>Figura 32</i> Curva di dispersione sperimentale media ed error bars relativi a +/- una deviazione standard	38
<i>Figura 33</i> Profili delle medie armoniche delle velocità delle onde di taglio $V_{s,z}$ (in rosso quello relativo al profilo "migliore")	39
<i>Figura 34</i> Profilo "migliore" ottenuto dall'inversione.....	40
<i>Figura 35</i> Foto attuale del fabbricato principale del 1980, edificio 1.	41
<i>Figura 36</i> Foto attuale dell'ampliamento del 199, edificio 2.	41

<i>Figura 37 Planimetria originale del piano terra del capannone principale</i>	42
<i>Figura 38 Planimetria originale del piano primo del capannone principale</i>	43
<i>Figura 39 Stralcio originale della sezione del Plinto a bicchiere, sezione longitudinale a sinistra e trasversale a sinistra</i>	45
<i>Figura 40 Stralcio originale della sezione del plinto a sezione quadrata</i>	45
<i>Figura 41 Stralcio originale della planimetria di fondazione, sono presenti le due tipologie di plinti di fondazione.</i>	46
<i>Figura 42 Stralcio originale della disposizione delle colonne</i>	46
<i>Figura 43 Documento originale armatura del plinto tipologia C, la più ricorrente</i>	47
<i>Figura 44 Rilievo fotografico di pilastri e travi prefabbricate</i>	48
<i>Figura 45 Collegamento trave pilastro</i>	49
<i>Figura 46 Degrado</i>	50
<i>Figura 47 Particolari giunto sismico inesistente</i>	50
<i>Figura 48 Nodi Pilastro - Trave e Trave-tegoli</i>	51
<i>Figura 49 Complesso prefabbricato con individuazione delle colonne analizzate</i>	53
<i>Figura 50 Utilizzo pacometro per individuazione delle barre di armatura</i>	54
<i>Figura 51 Traccia delle armature individuate a seguito dell'utilizzo del pacometro</i>	54
<i>Figura 52 Strumenti utilizzati, a sinistra vi è la carotatrice, e a sinistra la fustella con denti diamantati</i>	55
<i>Figura 53 Estrazione provino di cls mediante carotatrice</i>	55
<i>Figura 54 Provino cilindrico estratto</i>	56
<i>Figura 55 Sei provini cilindrici estratti di calcestruzzo</i>	56
<i>Figura 56 Colonna a seguito del carotaggio, elemento tipo Asx dell'edificio 1</i>	57
<i>Figura 57 Colonna tipo B, edificio 1 a seguito del carotaggio.</i>	57
<i>Figura 58 A sinistra Colonna Dsx, edificio1, a destra Colonna 1, edificio 2.</i>	58
<i>Figura 59 A sinistra colonna 2, Edificio 2, a destra colonna 3, edificio 2.</i>	58
<i>Figura 60 Strumenti utilizzati, a sinistra il flessibile elettrico, a destra il martello pneumatico</i>	59
<i>Figura 61 Individuazione dei profilati d'acciaio, a sinistra in evidenza la colonna tipo Asx, a destra la colonna tipo B, caratterizzati da $2\phi 16$.</i>	60
<i>Figura 62 Individuazione profilato d'acciaio, colonna tipo C, armata con $6\phi 18$.</i>	60
<i>Figura 63 Pressa per prova di compressione su carote di cls.</i>	61
<i>Figura 64 Provini di cls sottoposti a molatura.</i>	62
<i>Figura 65 Ciclo per la determinazione del modulo di elasticità secante stabilizzato (Metodo A)</i>	67
<i>Figura 66 Esempio grafico sforzo-deformazioni</i>	68
<i>Figura 67 Macchina per prova a trazione barre d'acciaio.</i>	69
<i>Figura 68 Grafico deformazione-tensione del provino 1</i>	70
<i>Figura 69 Grafico deformazione-tensione del provino 2</i>	71
<i>Figura 70 Grafico deformazione-tensione del provino 3</i>	71
<i>Figura 71 Allungamento del provino 1</i>	72
<i>Figura 72 Allungamento del provino 2</i>	72

<i>Figura 73 Allungamento del provino 3</i>	<i>72</i>
<i>Figura 74 Modellazione del complesso industriale mediante il software FaTA-e.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 75 Localizzazione del sito.</i>	<i>74</i>
<i>Figura 76 Rilievo planimetrico degli edifici industriali - Piano Copertura, non in scala.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 77 Rilievo planimetrico degli edifici industriali – Piano Terra, non in scala.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 78 A sinistra Sezione rettangolare colonna principale, a destra sezione quadrata 25*25 cm - Edificio 1..</i>	<i>82</i>
<i>Figura 79 Sezione quadrata colonna 50*50 cm - Edificio 2</i>	<i>82</i>
<i>Figura 80 Dettaglio preso dal software - Plinto a bicchiere per colonna 45*55 cm dell'edificio 1</i>	<i>83</i>
<i>Figura 81 Dettaglio preso dal software - Plinto colonna 25*25 cm dell'edificio 1</i>	<i>83</i>
<i>Figura 82 Dettaglio preso dal software - Plinto a bicchiere per colonna 50*50 cm dell'edificio 2</i>	<i>84</i>
<i>Figura 83 Schematizzazione trave di copertura - Edificio 1 - dimensioni in metri</i>	<i>84</i>
<i>Figura 84 A sinistra foto del dettaglio nodo trave-pilastro, a destra la schematizzazione del vincolo applicato alla modellazione.</i>	<i>86</i>
<i>Figura 85 Modellazione dei vincoli interni con terna di riferimento in basso a sinistra.</i>	<i>86</i>
<i>Figura 86 Baricentro delle rigidzze e delle masse - Edificio 2</i>	<i>91</i>
<i>Figura 87 Baricentro delle rigidzze e delle masse - Edificio 2</i>	<i>91</i>
<i>Figura 88 Edificio 1 - Sisma direzione x - modo 1</i>	<i>96</i>
<i>Figura 89 Edificio 1 - Sisma direzione y - modo 1</i>	<i>96</i>
<i>Figura 90 Edificio 2 - Sisma direzione x - modo 1</i>	<i>97</i>
<i>Figura 91 Edificio 2 - Sisma direzione y - modo 1</i>	<i>97</i>
<i>Figura 92 Edificio 1 - Momento flettente 1-2</i>	<i>98</i>
<i>Figura 93 Edificio 1 - Momento flettente 1-3</i>	<i>98</i>
<i>Figura 94 Edificio 1 - Sforzo normale</i>	<i>99</i>
<i>Figura 95 Edificio 1 - Sforzo di Taglio Tz 1-3.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 96 Edificio 2 - Momento flettente 1-2</i>	<i>100</i>
<i>Figura 97 Edificio 2 - Momento flettente 1-3</i>	<i>100</i>
<i>Figura 98 Edificio 2 - Sforzo normale</i>	<i>101</i>
<i>Figura 99 Edificio 2 - Sforzo di taglio Tz 1-3.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 100 Vista tridimensionale del capannone industriale – Sud Ovest.....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 101 Vista tridimensionale del capannone industriale – Nord Ovest.....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 102 Fasi di intervento mediante resine espandenti.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 103 Dettagli tecnici per l'intervento di consolidamento del terreno di fondazione.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 104 Individuazione dei plinti sottoposti a consolidamento mediante resine espandenti.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 105 Vista tridimensionale dei risultati delle verifiche effettuate – Vista Sud Ovest.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 106 Vista tridimensionale dei risultati delle verifiche effettuate – Vista Sud Ovest.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 107 Ampliamento del cordolo di fondazione - Dettagli geometrici e strutturali – Pianta.....</i>	<i>110</i>
<i>Figura 108 Ampliamento del cordolo di fondazione - Dettaglio geometrico e strutturale – Sezione.....</i>	<i>110</i>
<i>Figura 109 Verifica eseguita a seguito degli interventi strutturali sulle fondazioni - Vista Sud Ovest</i>	<i>111</i>
<i>Figura 110 Verifica eseguita a seguito degli interventi strutturali sulle fondazioni - Vista Nord Ovest</i>	<i>111</i>

<i>Figura 111 Sistema EDIL TP</i>	<i>115</i>
<i>Figura 112 Applicazione del sistema EDIL TP, con dettaglio di unione tra travi in caso di più campate.</i>	<i>116</i>
<i>Figura 113 Modellazione mediante vincolo del collegamento trave-pilastro</i>	<i>116</i>
<i>Figura 114 Dettaglio del vincolo cerniera inserito</i>	<i>117</i>
<i>Figura 115 Applicazione del sistema EDIL TT.....</i>	<i>117</i>
<i>Figura 116 Modalità di applicazione della rete di basalto</i>	<i>118</i>
<i>Figura 117 Dettaglio di connessione tra la rete in basalto e gli elementi strutturali esistenti</i>	<i>119</i>
<i>Figura 118 Risultati della verifica a taglio-scorrimento non soddisfatta.....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 119 Vista posteriore degli edifici con la modellazione del rigid link tra le due strutture.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura 120 Modellazione del nodo master - M14.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura 121 Mappa sismica Piemonte aggiornata 2018.....</i>	<i>131</i>

PREMESSE

La sequenza sismica registrata a partire dallo scorso 20 maggio 2012 in Emilia Romagna, Veneto e Lombardia ha avuto un forte impatto su aree del nostro paese caratterizzate da una pericolosità sismica medio-bassa, ossia da accelerazione su suolo rigido dell'ordine di 0.10-0.15 g con periodo di ritorno di 475 anni. Il riconoscimento formale di tale pericolosità, avvenuto in seguito ai numerosi crolli e alle vittime che le scosse del 20 maggio e del 29 maggio hanno provocato, ha fatto emergere una problematica la cui complessità non è tanto legata alla risoluzione tecnica del problema, quanto al contesto temporale in cui è necessario operare nella fase emergenziale.

Questo evento ha determinato una nuova mappa sismica del territorio italiano e ha posto l'attenzione sulle strutture prefabbricate monopiano esistenti, realizzate senza l'adozione di criteri di progettazione antisismica, constatando la numerosa presenza di queste ultime in Italia.

Tale tema è molto rilevante sia sotto il profilo della sicurezza sia sotto quello sociale ed economico, per la natura e il livello tecnologico delle numerose aziende operanti sul territorio. In altri termini, al tema della salvaguardia della vita, nel caso degli edifici industriali si associa il tema della salvaguardia del valore esposto (attrezzature, lavoratori, semilavorati stoccati nei magazzini) e, soprattutto, della continuità operativa delle aziende.

Pertanto, è necessario che le attività industriali mettano in atto dei sistemi di prevenzione per tutelare sia la propria attività lavorativa che le vite umane presenti all'interno della struttura, ciò è possibile mediante interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

Alla luce di queste considerazioni il seguente lavoro si propone di analizzare lo stato di fatto ed il relativo grado di sicurezza sismica di due capannoni industriali affiancati realizzati in cemento armato, ubicati a Settimo Torinese (TO), che rientra in zona sismica 4, vista anche l'esigenza dell'azienda di voler indagare le carenze strutturali del complesso industriale, per far fronte a interventi di adeguamento sismico.

Per valutare la vulnerabilità sismica si è fatto riferimento alla Normativa sulle Costruzioni vigente nel territorio nazionale (NTC 2008), in particolare, è stata condotta un'analisi di tipo statica e dinamica lineare (modale), a seguito della quale sono state valutate le carenze strutturali della struttura e sono state avanzate proposte di intervento per adeguarla sismicamente con annesso computo metrico in base alle opportune fasi lavorative.

Prima di analizzare la vulnerabilità sismica dell'edificio è stato condotto un rilievo in sito dello stesso, analizzando le criticità strutturali che i collegamenti tra gli elementi strutturali presentano. Successivamente c'è stata la possibilità di effettuare sull'area degli edifici diverse prove per attestare le caratteristiche del suolo e dei materiali di cui è costituita la struttura.

Sono state condotte:

- Prova MASW;
- Prova di compressione su 6 provini cilindrici di calcestruzzo estratti in sito dalla struttura;
- Prova di trazione su 3 barre di armatura longitudinale estratti in sito da uno dei due edifici;
- Prova del modulo elastico su un provino di calcestruzzo estratto.

Dopo aver analizzato e verificato le proprietà dei materiali e le caratteristiche geotecniche del sito si è potuto procedere con la modellazione e opportuni calcoli dei due edifici prefabbricati, che hanno messo in evidenza le carenze strutturali di alcuni elementi, già riscontrate in fase di sopralluogo ed altre che non era possibile verificare da una sola analisi visiva dei fabbricati.

Infine, sono state elaborate proposte di intervento, con le rispettive analisi di costi al fine di soddisfare la richiesta che il committente Sig. Dott. Varrese ha effettuato a nome dell'azienda ACAT s.r.l. di lavorazione superficiale dei metalli.

CAPITOLO 1

TIPOLOGIE STRUTTURALI DI EDIFICI PREFABBRICATI E SOLUZIONI DI INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

La prefabbricazione strutturale in Italia inizia la sua attività in modo significativo durante gli anni della grande crescita post-bellica: negli anni '50 – '60 si è manifestata una forte crescita economica e man mano che essa si sviluppava, oltre alla richiesta di case di abitazione, hanno ripreso in vigore le attività produttive, le scuole e tutti i servizi connessi alla rinascita di una nazione. Soprattutto il settore industriale è stato il propulsore dello sviluppo della prefabbricazione nella prima fase.

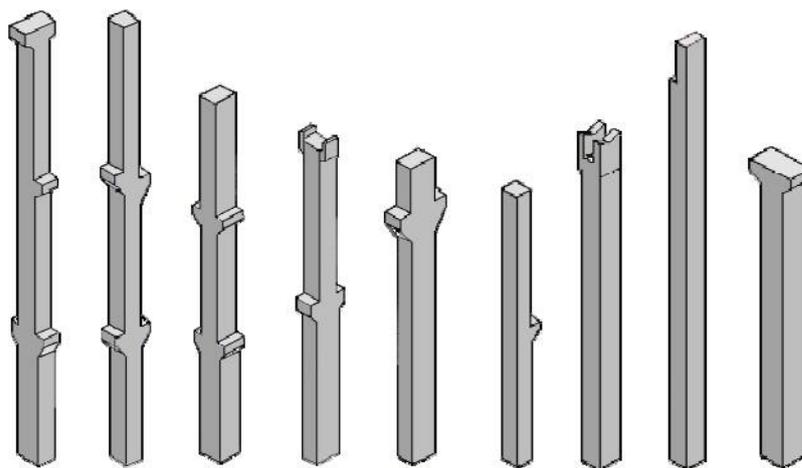
Nell'ambito industriale, la prefabbricazione interessava le coperture, mentre nelle prime fasi le strutture portanti verticali erano realizzate in opera.

Lo scenario era dominato da tre tipologie strutturali identificabili con le **coperture a volta**, quelle **reticolari** e quelle a **shed**.

Il mondo delle strutture prefabbricate è uno degli ambienti più stimolanti dal punto di vista ingegneristico, per le sfide che esso pone: ricerca di soluzioni funzionali, ottimizzazione delle prestazioni statiche sfruttando le capacità resistenti dei materiali via via crescenti, soddisfacimento dei requisiti estetici, sfruttamento massimo dei caratteri di ripetitività al fine di contrarre le tempistiche di esecuzione e la parallelizzazione delle lavorazioni. Si tratta di aspetti che coinvolgono i progettisti spesso anche verso soluzioni innovative, a volte mutate dalla risposta a specifici cantieri.

1.1 Tipologie di strutture prefabbricate

Molteplici sono le tipologie strutturali di edifici prefabbricati e si distinguono principalmente in edifici prefabbricati monopiano e, molto più raramente, edifici pluripiano di massimo tre piani. Gli elementi che li costituiscono sono: pilastri monolitici a tutta altezza, travi portanti, impalcati e copertura. Vi sono diverse tipologie di pilastri (Fig. 1) e anche numerose tipologie di testa di pilastro (Fig. 2).



Morfologia dei pilastri: sezione trasversale quadrata, rettangolare, ad H (per l'inserimento dei tamponamenti verticali). Hmax 12 – 14 m, fino a 24 – 26 m in casi molto rari. Limitazioni: maglia, schema statico, instabilità, SLD

Figura 1 Tipologie di pilastri

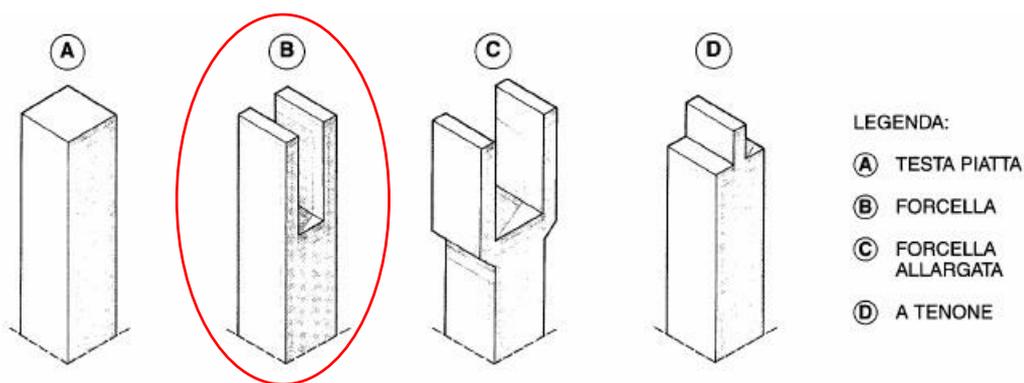


Figura 2 Tipologie testa di pilastro, in evidenza il caso di studio

Esistono diverse tipologie di edifici con specifici comportamenti strutturali sotto azione sismica. Le differenti tipologie sono titolate con il nome dell'elemento più rappresentativo (es. Travi doppia pendenza) e sono suddivise in sottotipi sulla base degli elementi di comportamento (es. arcarecci). Inoltre, le capacità sismiche dell'edificio sono caratterizzate da alcuni discriminanti riferiti alle proprietà strutturali e a dati di progetto che condizionano il potenziale comportamento sotto terremoto:

- le *connessioni* degli elementi chiamate a trasmettere le azioni;
- il *diaframma* di piano o di copertura chiamato a distribuire coerentemente le azioni;
- i *vincoli* che assicurano la stabilità degli elementi contro il ribaltamento;
- la *zona* così come dichiarata sismica dalla normativa al tempo della costruzione;
- la *normativa* stessa presa a base della progettazione.

Di seguito si riportano alcune delle diverse tipologie di strutture prefabbricate, con particolare attenzione al tipo di strutture del caso di studio.

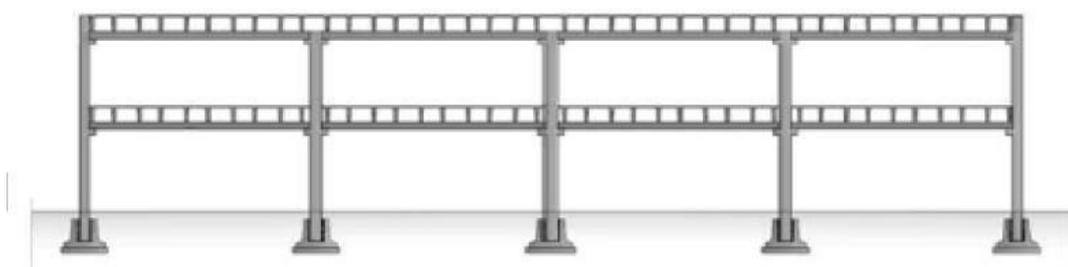


Figura 3 Esempio edificio prefabbricato pluripiano

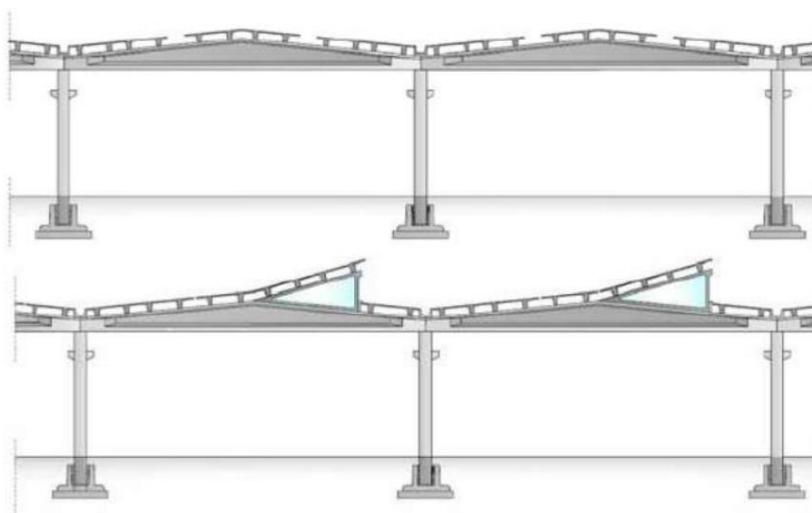


Figura 4 Esempio edificio monopiano a doppia pendenza con tegoli nervati

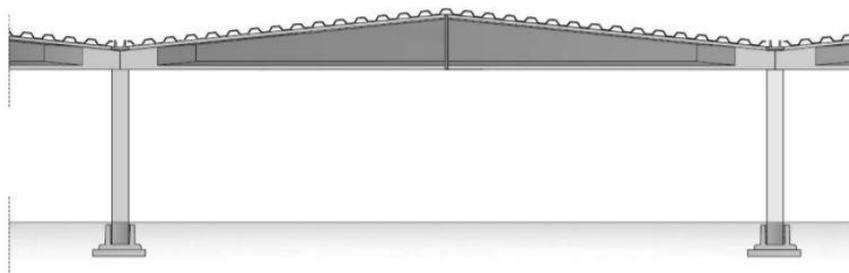


Figura 5 Esempio edificio monopiano a doppia pendenza a conci con voltine (caso di studio)

La soluzione di copertura, presente in fig. 5, utilizza elementi speciali per coperture in c.a. o c.a.p. (elementi scatolari di piccolo spessore o voltine). Questo tipo di soluzione era utilizzata dagli anni '70 agli anni '90 soprattutto nel Nord e Centro Italia.

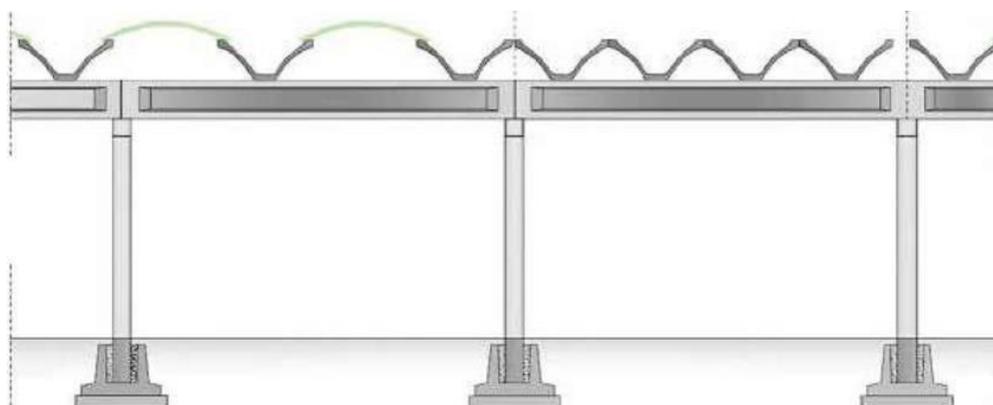


Figura 6 Esempio di copertura realizzata con elementi speciali intervallati o meno da lucernari

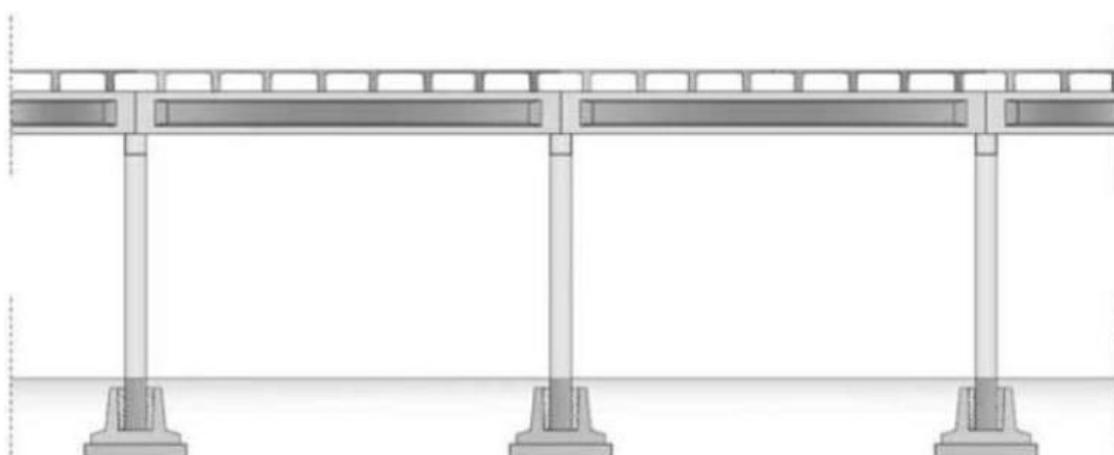


Figura 7 Esempio di copertura piana realizzata con tegoli nervati

Ci sono tre tipologie già considerate nelle strutture di c.a. gettate in opera (§ 7.4.3.1 NTC 2008):

-A telaio, a pareti, miste telaio-pareti, in cui i valori del fattore di struttura sono stati già definiti. Sono strutture con collegamenti monolitici, realizzati con getti integrativi che danno continuità di forze e momenti, ad emulazione delle strutture gettate in opera.

In aggiunta ci sono altre tre tipologie:

-A pannelli, monolitiche a cella, strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano sostenute da appoggi fissi gravanti sui pilastri), in cui il valore di q_0 è fornito nella seguente tabella (Tab.1):

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Struttura a pannelli	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

Tabella 1 Stralcio da NTC08

- Il valore di q_0 deve essere ridotto del 50% se non sono rispettate le indicazioni relative ai collegamenti (§ 7.4.5.2 NTC 2008).

- Il valore di q_0 non può superare 1.5 se non sono rispettati dettagli costruttivi del § 7.4.5.3 NTC 2008.

1.2 Elementi di tamponamento delle strutture prefabbricate

Le strutture sono completate da elementi di tamponamento, che possono essere realizzati in luce di pilastro o esterni ai pilastri. In entrambi i casi, le chiusure verticali possono essere realizzate con murature in blocchi di laterizio o calcestruzzo (fig.10) o con pannelli prefabbricati. In quest'ultimo caso si possono identificare tre diverse soluzioni: pannelli verticali (fig.8), pannelli orizzontali (fig.9) o facciate miste con pannelli verticali ed orizzontali.



Figura 8 Tamponamento con pannelli prefabbricati verticali



Figura 9 Tamponamento con pannelli prefabbricati orizzontali



Figura 10 Tamponamento con muratura in laterizio

1.3 Tipologie di schemi strutturali

Gli edifici industriali realizzati con elementi prefabbricati in assenza di progettazione sismica presentano generalmente connessioni tra elementi privi di dispositivi meccanici, capaci di garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico.

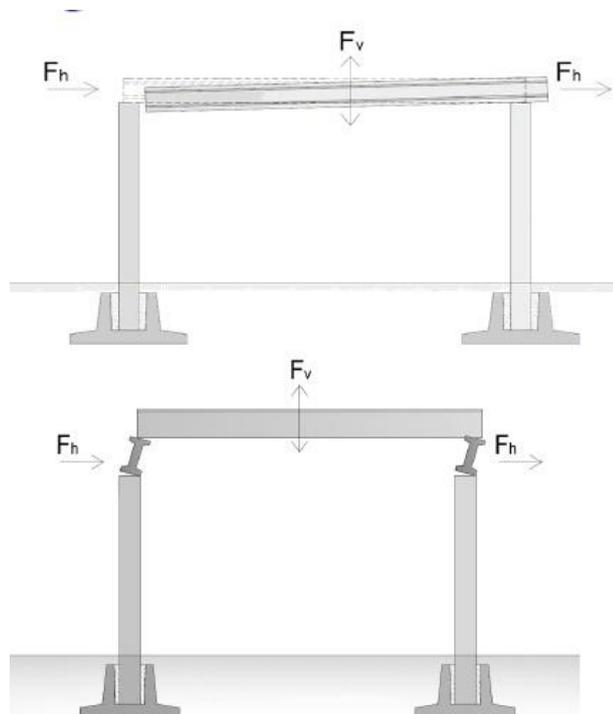


Figura 11 Perdita di appoggio

Tale circostanza rende tali strutture assai sensibili ai fenomeni di perdita di appoggio. Questi ultimi, sono caratterizzati da franchi più o meno rilevanti al variare della tipologia strutturale e della rilevanza degli effetti termici sulle membrature. Nel presente paragrafo viene discussa una procedura assai semplificata che consente di procedere, in linea con quanto proposto per la stima delle forze agenti sulle membrature, a una valutazione degli spostamenti relativi che possono essere indotti dalle azioni sismiche tra le sommità dei pilastri. Si tratta di una metodologia che si basa sulla stima di due sorgenti di spostamento:

- la prima è associata agli spostamenti differenziali che il suolo può indurre alla base delle colonne per effetto dell'asincronia del moto generata dal fenomeno di propagazione delle azioni sismiche, della disomogeneità e discontinuità eventualmente presenti e dalla diversa risposta sismica locale del terreno di fondazione;
- la seconda è associata alla domanda sismica cui le colonne sono soggette e quindi in definitiva agli spostamenti di natura elastica e anelastica che si sviluppano in sommità delle colonne.

In termini analitici, la metodologia si basa sulla valutazione dello spostamento relativo (Figura 12) nel modo che segue:

$$\delta(\text{Tr}) = \delta_{\text{rel,g}}(\text{Tr}) + \delta_{\text{rel,s}}(\text{Tr})$$

ove:

- $\delta_{\text{rel,g}}(\text{Tr})$ è lo spostamento (trasversale/longitudinale) relativo del suolo alla base degli elementi verticali adiacenti considerati al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica;

- $\delta_{\text{rel,s}}(\text{Tr})$ è lo spostamento (trasversale/longitudinale) relativo tra gli elementi verticali adiacenti considerati al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica valutato come segue:

$$\delta_{\text{rel,s}} = \delta_i + \delta_j$$

dove δ_i è lo spostamento massimo (trasversale/longitudinale) del i -esimo elemento verticale e δ_j è lo spostamento massimo (trasversale/longitudinale) del j -esimo elemento verticale adiacente all'elemento i -esimo.

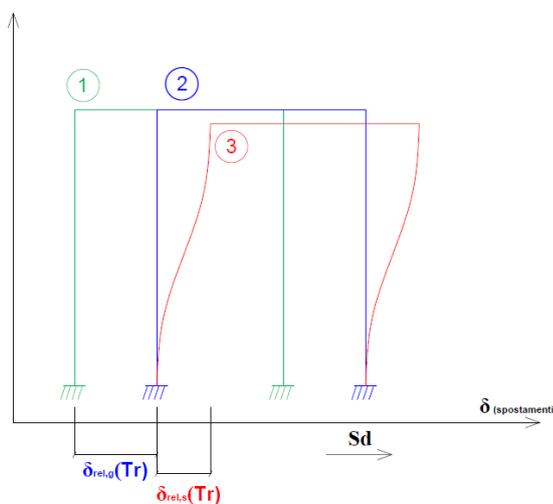


Figura 12 Spostamenti soggetti all'accelerazione S_d

Si opera in linea con quanto suggerito al paragrafo 3.2.5.1 delle NTC2008, il quale spiega che gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Nella formula, il termine E sta ad indicare gli effetti (momenti, sforzi normali e di taglio e torcenti) derivanti dall'azione sismica in direzione x o in direzione y , in base al pedice.

Nel caso degli edifici industriali, trattandosi di strutture sostanzialmente isostatiche, prive di connessioni meccaniche, gli effetti degli spostamenti relativi al piede delle colonne influenzano il campo degli spostamenti e non il regime statico.

Il riferimento normativo di un simile approccio risiede nelle indicazioni fornite dalle NTC 2008 per il progetto dei dispositivi di vincolo scorrevole nelle strutture da ponte. In particolare il punto 7.9.5.4.4, ha come oggetto le lunghezze di sovrapposizione, che devono soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$l_s \geq l_{s,\min} = l_m + \text{deg} + dEd$$

dove:

- l_m è la lunghezza necessaria a disporre l'appoggio, purché non inferiore a 400 mm;

-deg è lo spostamento relativo tra le parti generato dal terreno;

- dEd è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento prodotto dall'azione sismica di progetto.

È facile dedurre che, nel caso delle strutture prefabbricate, i franchi disponibili, intesi come distanza netta libera nelle condizioni attuali, sono capaci di garantire la sopravvivenza della struttura per livelli di azione, corrispondenti a un periodo di ritorno critico TR^* , ogni qualvolta sussiste la disuguaglianza:

$$\Delta(\text{Tr}) \leq \Delta_{\min}$$

nella quale con Δ_{\min} viene indicato il valore minimo del franco disponibile per l'appoggio nelle due direzioni. Nella Figura 13 viene rappresentata una generica situazione di appoggio: la trave è identificata attraverso la campitura in grigio, mentre l'elemento di appoggio (testa pilastro, ad esempio) è privo di campitura.

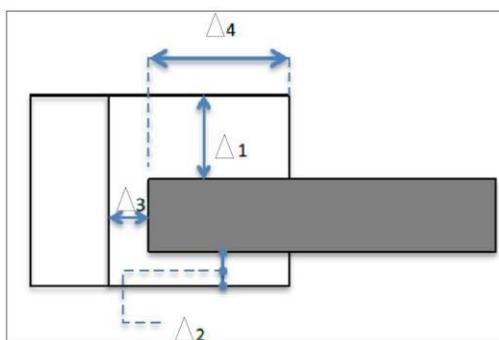


Figura 13 Schema per la valutazione del franco minimo

È del tutto evidente che il valore critico dello spostamento relativo è dettato dal minimo tra i valori $\Delta 1$, $\Delta 2$ e $\Delta 4$. Il valore $\Delta 3$, invece, può essere di interesse se si intende prevenire fenomeni di martellamento, ma a rigore non è rilevante ai fini dello stato limite di appoggio.

Tale procedura, però, può essere applicata solo in presenza di schema isostatico della trave; in altre parole, essa è riferita al caso in cui si predisponga ad un'estremità della trave un vincolo meccanico di tipo "cerniera" tra la trave ed il pilastro, lasciando l'altra estremità libera di scorrere orizzontalmente. Tale precisazione vuole sottolineare che, lo spostamento di quegli elementi che sono completamente liberi di scorrere, come accade per elementi prefabbricati svincolati, può essere anche decisamente più grande a causa dell'innescarsi del moto rigido.

La valutazione del periodo di ritorno, ovvero della corrispondente azione sismica (a_g) che porta alla violazione della disuguaglianza consente di generare più razionalmente lo scenario di intervento per la messa in sicurezza dell'edificio industriale.

Infatti, qualora il risultato ottenuto sia compatibile con le prestazioni richieste dal DL 74/2012 per le costruzioni esistenti (60% dell'azione sismica di progetto cui vanno assoggettate le nuove costruzioni), nessun intervento specifico appare necessario. Viceversa, nei casi in cui la geometria dei collegamenti si dimostri inadeguata per modesti valori dell'accelerazione al suolo, devono essere previsti interventi locali di mitigazione del rischio.

Tale esigenza conduce a ritenere assolutamente utile la possibilità di isolare i due contributi di spostamento relativo e di porre in atto una consapevole selezione degli interventi di mitigazione del rischio in prospettiva dell'agibilità sismica, come ad esempio i collegamenti in fondazione tra i pilastri per annullare gli effetti dell'asincronismo del moto sismico.

È utile osservare che la formula soprariportata, fornisce la domanda sismica dipendente dal periodo di ritorno T_R , e quindi dall'intensità dell'azione sismica e dalle caratteristiche di rigidità e duttilità delle membrature coinvolte.

Il livello prestazionale della struttura, quindi, dipende dall'estensione degli appoggi e dalla disponibilità di franchi capaci di fornire adeguato appoggio ai componenti e/o di ritegni laterali capaci di attivare, al di là di dati livelli di spostamento relativo, interazioni di tipo meccanico tra le membrature.

1.4 Valutazione della messa in sicurezza secondo le normative vigenti

Come ben noto, nelle costruzioni industriali non progettate per resistere alle azioni sismiche, il collasso può avvenire per crisi all'interno dei collegamenti.

Per chiarire le metodologie di studio e verifica da adottare nell'ambito degli edifici esistenti, descritte nelle NTC 2008 e nella Circolare n°617, si farà riferimento nei paragrafi successivi a riferimenti esterni a tali normative.

1.4.1 NTC 2008: §8.7.2 Costruzioni esistenti in cemento armato o in acciaio

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche, viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”. I meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura. I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame.

I meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al punto §8.5.3, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

1.4.2 CIRCOLARE: §C8.7.2.1 Requisiti di sicurezza

Stato Limite di Collasso

Le capacità sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi/meccanismi duttili e di resistenze ultime per gli elementi/meccanismi fragili. Questo Stato limite non può essere verificato con l'impiego del fattore q .

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Nel caso di elementi/meccanismi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in §C8.7.2.4.

Le capacità sono definite in termini di “deformazioni di danno” per gli elementi/meccanismi duttili, come riportato in Appendice C8F, di “deformazioni ultime” e di resistenze prudenzialmente ridotte per gli elementi/meccanismi fragili. Nel caso di verifica con l'impiego del fattore q , la resistenza degli elementi si calcola come per le situazioni non sismiche.

Stato Limite di esercizio

In mancanza di specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi, riportati per semplicità nella C8.3 (v. § 7.3.7.2 delle NTC).

1.4.3 §C8.7.2.4 Metodi di analisi e criteri di verifica

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le seguenti precisazioni.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in “duttili” e “fragili”. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in §C8.7.2.5 per le costruzioni in c.a. e in §C8.7.2.7 per le costruzioni in acciaio.

I fattori di confidenza indicati nella Tabella §C8A.1 servono a un duplice scopo:

- a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
- b) per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili; a tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

1.4.4 Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC, alle medesime condizioni di cui ai punti precedenti. La prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC; la seconda che si faccia

riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel § 3.2.3 delle NTC, Per quest'ultimo valgono le precisazioni già riportate per l'analisi statica lineare con fattore q .

1.4.5 Analisi statica lineare con fattore q

È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q . Il valore di quest'ultimo è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati, con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale. In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi "duttili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni, con i rispettivi limiti di deformazione.

La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze, con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni

aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

1.5 Collassi di capannoni industriali

1.5.1 Evento sismico in Emilia

La sequenza sismica registrata a partire dal 20 maggio 2012 in Emilia Romagna, Veneto e Lombardia ha avuto un forte impatto su aree del nostro paese caratterizzate da una pericolosità sismica medio-bassa, ossia da un'accelerazione su suolo rigido dell'ordine di 0.1-0.15 g con periodo di ritorno di 475 anni, in base alla mappa di pericolosità sismica fino ad allora in vigore (OPCM 3519/2006) riportata di seguito.

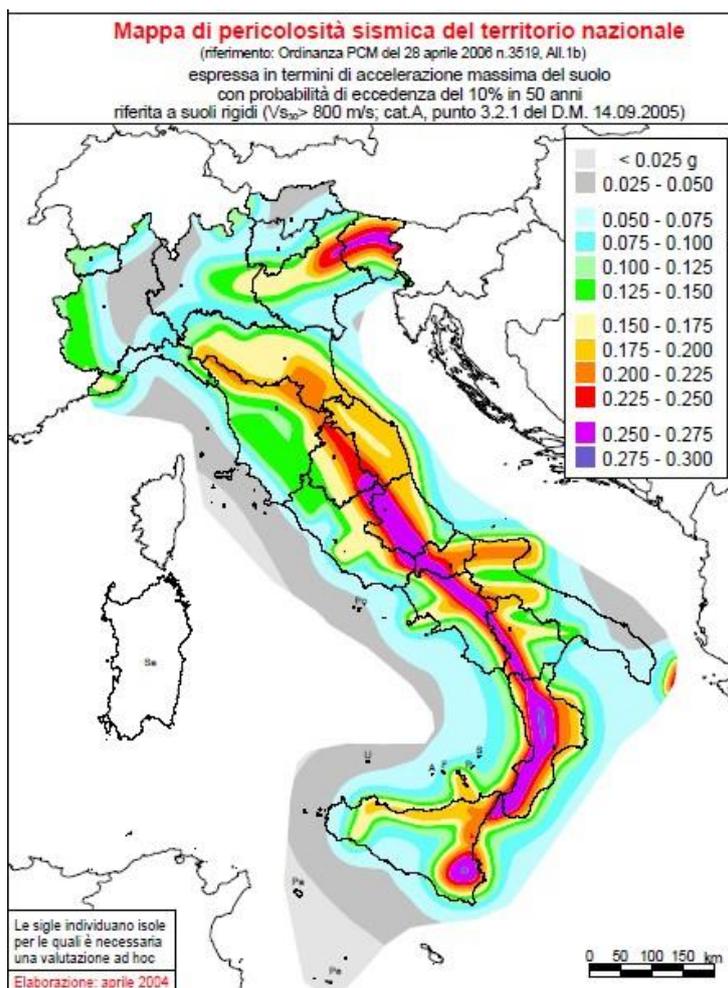


Figura 14 Mappa pericolosità sismica fino ad allora in vigore

Le scosse del 20 e 29 maggio hanno causato il crollo di moltissimi capannoni industriali e commerciali, con la perdita di vite umane. La causa di tali collassi è dovuta sia all'intensità del sisma, che alla vulnerabilità di questa tipologia strutturale.

Dopo diversi sopralluoghi è emersa l'inadeguatezza dei sistemi costruttivi per una mancata adozione di criteri antisismici, in quanto non previsti dalle stesse normative in territori non classificati come sismici. Per tale ragione si sono notati dettagli costruttivi che hanno causato il collasso di tali strutture:

- nodi tra travi e colonne erano privi di connessioni meccaniche e piccoli appoggi;
- tegoli di copertura semplicemente appoggiati.

Infatti, la maggior parte dei crolli è dovuto alla caduta delle travi dagli appoggi per limite di spostamento. Il principale metodo di costruzione era basato su travi appoggiate sui pilastri e tegoli di copertura appoggiati a loro volta sulle travi, per cui il solo attrito garantisce il collegamento. Dunque, questa metodologia di costruzione sopporta bene i carichi verticali, mentre non sono capaci a reagire in caso di azione orizzontale dovuta al terremoto.

Il D.L. 74/2012 al comma 8 dell'art. 3, fornisce un quadro sintetico delle carenze più rilevanti che evidentemente ostano al conseguimento a breve termine dei requisiti minimi di sicurezza per l'esercizio delle costruzioni industriali e che quindi devono essere sanate prioritariamente, ivi comprese le scaffalature metalliche per lo stoccaggio di lavorati e semilavorati suscettibili di interazioni con le strutture principali degli edifici industriali.

Sotto il profilo tecnico, quindi, lo scenario delineato dal D.L. per conseguire gli obiettivi di superamento dell'emergenza e di miglioramento della sicurezza per la salvaguardia delle vite umane richiede un processo coordinato e realizzato in due fasi:

- la prima nella quale si garantisce l'eliminazione delle carenze strutturali più rilevanti, nel rispetto del comportamento complessivo dell'organismo strutturale;
- la seconda nella quale si interviene in maniera estesa e sistematica per il conseguimento delle prestazioni richieste dal comma 10 dell'art. 3 del DL 74/2012, integrando in un contesto più ampio e incisivo i correttivi posti in essere nel corso della prima fase.

1.5.2 Danni a connessioni tra elementi strutturali e perdite d'appoggio

La causa più frequente di danneggiamento negli edifici prefabbricati monopiano è stata la perdita di appoggio degli elementi strutturali orizzontali (tegoli di copertura e travi) dagli elementi di supporto (travi e pilastri, rispettivamente). Tale fenomeno è dovuto nella maggior parte dei casi all'assenza di vincoli di tipo meccanico: il collegamento faceva affidamento sul solo attrito per la trasmissione delle forze orizzontali. In alcuni casi, è stato riscontrato il collasso di collegamenti di tipo meccanico trave-pilastro con meccanismo debole, vale a dire con rottura del copriferro ed espulsione dello spinotto.

Di seguito si riportano esempi di collasso.



Figura 15 Perdita d'appoggio trave principale di una struttura monopiano prefabbricata



Figura 16 Dettaglio del collasso di una trave di un edificio industriale



Figura 17 Collasso dei tegoli di copertura di una struttura monopiano prefabbricata

Un altro problema non indifferente che si è presentato durante le scosse di terremoto in Emilia del 20 e 29 maggio 2012 riguarda il collasso delle scaffalature, in quanto esse non erano state messe in sicurezza in caso di azione orizzontale sulla struttura. Di seguito si riportano documentazioni fotografiche dei danni subiti.



Figura 18 Collasso di scaffalature in un edificio industriale a seguito delle scosse subito



Figura 19 Collasso di elementi strutturali dell'edificio industriale e di scaffalature interne.

1.6 Interventi di adeguamento/miglioramento su strutture prefabbricate

Le strutture prefabbricate sono largamente utilizzate in tutta Italia e costituiscono la maggior parte delle strutture ad uso industriale. L'utilizzo di tale tipologia strutturale da più di 60 anni ha portato alla nascita di interi nuclei industriali costituiti da complessi di edifici prefabbricati o edifici isolati prefabbricati in c.a. di età differenti e, quindi, progettati in accordo a normative diverse. A questa varietà, essenzialmente temporale, è necessario aggiungere la varietà spaziale legata al sito che ospita tali edifici. La pericolosità sismica di un luogo ha, infatti, condizionato tanto le procedure progettuali quanto le tecniche costruttive degli edifici prefabbricati. In realtà, la sismicità non ha solo creato disparità tra sito e sito ma ha anche apportato differenze tra edifici presenti sullo stesso territorio ma con età di costruzione diverse, a causa della sismicità storica in continuo aggiornamento.

A conferma degli studi numerici condotti negli ultimi anni, i collegamenti hanno rappresentato gli elementi critici in termini di prestazioni sismiche di tali edifici sia di vecchia che di nuova costruzione. La carenza più frequentemente riscontrata a livello delle connessioni è l'assenza di unione meccanica tra gli elementi strutturali, tale da garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico. In particolare, per l'assorbimento delle forze orizzontali si ricorre quindi sovente all'attrito, con un meccanismo fortemente vulnerabile nei confronti delle azioni sismiche. In tal modo, le strutture sono fortemente sensibili ai fenomeni di perdita di appoggio. È importante notare che solo dal 1987, con il D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987, si vieta l'utilizzo di connessioni attrittive, limitatamente alle zone sismiche secondo la mappa dell'epoca.

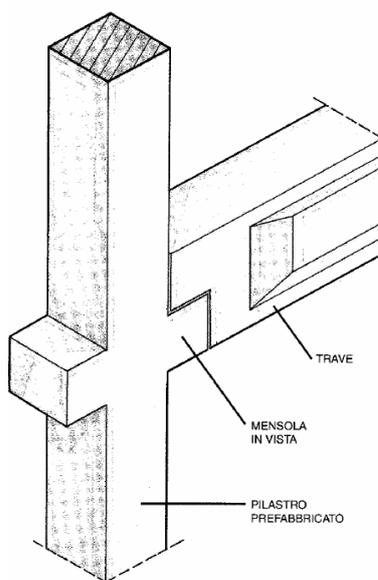


Figura 20 Connessione attrittiva tra trave e colonna

Per questo motivo, sono ampiamente diffusi edifici prefabbricati caratterizzati da tale carenza strutturale senza alcun tipo di collegamento meccanico (Figura 20).

Tale carenza riguarda allo stesso modo sia la connessione tra elementi orizzontali e verticali (collegamento trave-pilastro) che quella tra elementi orizzontali (collegamento copertura-trave).

Una seconda fonte di vulnerabilità è legata al collasso del sistema di tamponatura esterna degli edifici prefabbricati, costituita da pannelli prefabbricati in c.a. ed alleggeriti, collegati o alla trave di gronda o ai tegoli o al pilastro in vario modo mediante inserti metallici. In questo caso il collasso è ancora legato alla carenza insita nel sistema di connessione dei pannelli alla struttura portante e non ad errori nel progetto e/o realizzazione dei pannelli stessi.

Nella progettazione degli edifici prefabbricati, infatti, nei riguardi delle azioni orizzontali è ancora prassi diffusa eseguire l'analisi strutturale su di un modello a telaio, costituito da pilastri, travi e impalcati, con i pannelli di parete che vengono presi in considerazione unicamente con riferimento al loro contributo alla "massa eccitata"; si trascura generalmente il loro contributo alla rigidità laterale dell'insieme strutturale. I pannelli vengono poi connessi alla struttura con ancoraggi fissi calcolati sulla base della massa del singolo pannello e per forze normali al pannello stesso.

Dato l'approccio, i pannelli di parete, sotto azione dinamica, diventano parte integrante della struttura, condizionandone la risposta sismica, che non è quella del sistema flessibile a telaio, ma quella di un sistema a telaio controventato molto più rigido. Le forze evocate, correlate alla massa di tutto l'impalcato e relative ad un sistema più rigido, risultano molto maggiori di quanto previsto e dirette principalmente nel piano del pannello. Per effetto di tali forze, che risultano essere dunque molto maggiori e diversamente orientate rispetto a quelle per le quali le connessioni vengono normalmente dimensionate, si assiste alla rottura delle connessioni stesse, che provoca il crollo dei pannelli. Questo è dovuto ad un sottostimato spostamento concesso al pannello mediante la giunzione e che quindi trovando ostacoli nel movimento trasferisce forze aggiuntive al pilastro, non considerate in fase di progetto e che invece durante le scosse sismiche influiscono notevolmente la flessibilità e quindi gli spostamenti della struttura, causandone fenomeni "fragili".

Altra carenza è legata ai sistemi di scaffalatura tipicamente contenuti negli edifici industriali. In particolare, tali sistemi sono crollati o hanno causato danni alle strutture che li ospitavano in quanto privi di sistemi di controventamento o perché indotti al collasso dal loro contenuto.

Alle carenze appena descritte, è d'obbligo aggiungere le carenze presenti nei sistemi resistenti verticali e nei sistemi di fondazione di questi ultimi. I pilastri prefabbricati, infatti, possono presentare carenze in termini di resistenza alle sollecitazioni e duttilità a causa di progettazione in accordo a norme obsolete o, comunque, non sismiche. Lo stesso dicasi per il sistema di fondazione, solitamente caratterizzato dal plinto isolato a bicchiere.

In primo luogo, la messa in sicurezza è possibile solo quando il danno sui principali elementi strutturali è di modesta entità.

In tali casi gli obiettivi da raggiungere sono:

- Creare nuovi vincoli efficaci (meglio non modificare in maniera sostanziale lo schema statico e non incrementare in maniera significativa la rigidezza della struttura, al fine di evitare l'incremento delle azioni sismiche dovuta ad una riduzione del periodo proprio di vibrare principale. I nuovi vincoli non devono introdurre significativi momenti flettenti all'estremità degli elementi sui quali si interviene, perché la struttura esistente potrebbe essere non sufficientemente armata).
- Limitare gli spostamenti in sommità ai pilastri per evitare la perdita di appoggio;
- Impedire la rotazione fuori piano di travi alte e capriate di copertura;
- Inserire sistemi di ritenuta antiribaltamento per i pannelli di facciata (sistemi che non limitano gli spostamenti della struttura portante, con il solo obiettivo di limitare le conseguenze di un eventuale collasso. In generale meglio utilizzare sistemi di connessione deformabili nel piano ed evitare l'inserimento di connessioni rigide che incrementano la collaborazione nel piano di struttura portante e pannelli).

1.6.1 Principi per la rapida messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano

La rapida messa in sicurezza è possibile solo quando il danno sui principali elementi strutturali sia assente o di modestissima entità. Al fine della rapida messa in sicurezza degli edifici prefabbricati monopiano bisogna adeguatamente risolvere le seguenti carenze:

- mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali e tra questi ultimi;
- presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali;

- presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso.

A causa della peculiarità della tipologia costruttiva degli edifici industriali monopiano, appare opportuno indicare dei principi generali per la messa in sicurezza di tali strutture. Gli interventi che si realizzano in questa fase sono da tenere in conto nel successivo processo di verifica sismica e di ottenimento dell'atteso livello di sicurezza degli edifici industriali monopiano. Per questo motivo è opportuno prevedere dal punto di vista progettuale una successione di due fasi, quella di messa in sicurezza rapida e quella successiva di adeguamento sismico da realizzare a valle della verifica globale della struttura, con un criterio di additività, nel quale la (quasi) totalità degli interventi della prima fase siano inglobati nel progetto di intervento di miglioramento di seconda fase.

Per interventi di miglioramento, si intendono: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme. Questa tipologia di interventi è differente dagli interventi di adeguamento, definiti dalla normativa come: interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle attuali norme.

È opportuno procedere alla creazione di vincoli efficaci tra i diversi componenti, avendo però l'accortezza di non modificare in maniera sostanziale lo schema statico e di non incrementare in maniera significativa la rigidità della struttura, al fine di evitare l'incremento delle azioni sismiche conseguente ad una riduzione dei periodi di vibrare. Dando per assodato che la struttura non sia stata progettata per resistere alle azioni sismiche, e che pertanto i pilastri non siano adeguatamente armati, l'incremento delle azioni sismiche legato ad un incremento di rigidità potrebbe comportare la crisi per resistenza delle sezioni alla base dei pilastri. Nel caso di modifica sostanziale dello schema statico della struttura, è necessario eseguire la verifica di vulnerabilità sismica prevista nella seconda fase.

I collegamenti tra travi e pilastri e tra travi ed elementi di copertura non devono introdurre significativi momenti flettenti all'estremità degli elementi sui quali si interviene, per i quali la struttura esistente non risulterebbe probabilmente sufficientemente armata. Quindi, al fine di non modificare lo schema statico originario, i semplici appoggi devono essere trasformati in cerniere. Potrebbero essere anche consentiti scorrimenti, purché questi siano in ogni caso limitati mediante ritegni opportunamente dimensionati.

Inoltre, deve essere contrastata la rotazione torsionale delle travi alte e delle capriate.

Qualora non si intenda modificare il comportamento strutturale globale, nel dimensionamento dei collegamenti, si deve fare riferimento al criterio di gerarchia delle resistenze. In particolare, al fine di evitare meccanismi di collasso fragili, i collegamenti devono essere duttili e più deboli degli elementi che collegano, ed i dispositivi di fissaggio impiegati (tipicamente tasselli) devono essere più resistenti dei dispositivi di collegamento da essi fissati.

Gli interventi di rinforzo devono limitare gli spostamenti relativi tra le sommità dei pilastri.

Per quanto riguarda i collegamenti tra i pannelli di tamponatura e le strutture, si ritiene opportuno utilizzare sistemi di connessione deformabili nel piano ed evitare l'inserimento di connessioni rigide che incrementino la collaborazione nel piano di struttura portante e pannelli; mentre è possibile prevedere l'utilizzo di collegamenti di ritenuta anti-ribaltamento, che comunque non limitino gli spostamenti della struttura portante, ma abbiano l'obiettivo di limitare le conseguenze di un eventuale distacco dei pannelli.

Nel caso risulti opportuno incrementare la duttilità e/o la resistenza dei pilastri, l'intervento deve essere condotto, come detto in precedenza, senza modificare lo schema statico della struttura e senza creare irregolarità strutturali; nel caso in cui si modifichi lo schema statico della struttura, o si creino irregolarità strutturali, dovrà essere condotta una verifica di vulnerabilità sismica.

Bisogna verificare che il sistema di pavimentazione e sotto pavimentazione garantisca un opportuno confinamento passivo alla base del pilastro e alla fondazione. È, comunque, in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

1.6.2 Interventi su elementi strutturali

Fondazione

I requisiti degli elementi di fondazione sono:

- adeguata rigidezza nei confronti della rotazione, sufficiente a garantire l'incastro alla base dei pilastri;
- adeguata resistenza nei confronti delle azioni laterali, trasmesse dal pilastro; in un contesto di gerarchia delle resistenze, si rende necessario sovradimensionare la resistenza di tale elemento rispetto alla sovrastruttura.

In caso di strategie di intervento in fondazione possono essere individuate alcune categorie:

- Collegamento plinto con pavimentazione industriale, dunque un aumento rigidezza;
- Consolidamento del terreno circostante la fondazione mediante iniezioni di miscele cementizie a bassa pressione;
- Consolidamento della trave di fondazione, dunque un aumento rigidezza.

La prima soluzione è dovuta al fatto che negli edifici industriali vi è sempre la presenza di un pavimento industriale di spessore minimo pari a 15 - 20 cm e generalmente manca un sistema di collegamento tra i plinti di fondazione, il pavimento può essere collegato ai plinti al fine di realizzare un diaframma continuo che collega tutti i plinti, limitando eventuali spostamenti differenziali alla base dei pilastri. Inoltre, tale collegamento efficace tra pilastri e pavimento industriale consente di utilizzare quest'ultimo come parte del sistema di fondazioni, realizzando un vincolo più efficace alla base dei pilastri.

Il secondo intervento consiste nel consolidamento del terreno nei pressi del plinto a bicchiere per ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica di questa tipologia di fondazione e per migliorare la resistenza a taglio del pilastro al di sotto del massetto. Tale intervento permette di ottenere un irrigidimento del collegamento pilastro – fondazione.

Pilastri

I requisiti dei pilastri sono:

- Adeguata rigidezza nei confronti delle sollecitazioni di progetto;
- Adeguata resistenza nei confronti delle sollecitazioni di progetto;
- Adeguata duttilità nei confronti delle sollecitazioni di progetto.

Una possibilità di intervento consiste nel rinforzo con fibre o incamiciatura per un aumento della resistenza e duttilità.

Il contributo dell'incamiciatura alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente, purché la camicia rimanga interamente in campo elastico.

Tale condizione è necessaria affinché l'ampiezza delle fessure sia limitata e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento soggetto a incamiciatura (Figura 15).

PILASTRI: Incamiciatura parziale o totale

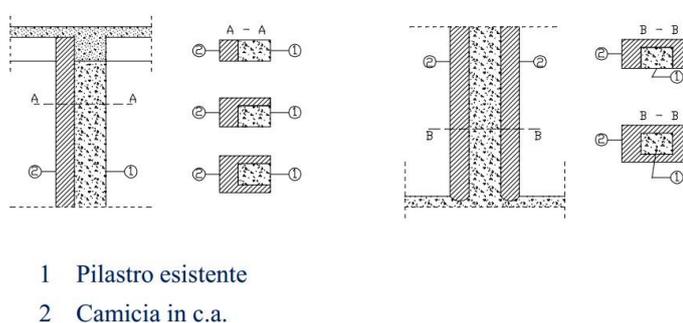


Figura 21 Incamiciatura totale o parziale dei pilastri

Camicie in c.a. possono essere applicate a pilastri o pareti al fine di raggiungere i seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato. In ogni caso, bisogna prestare particolare attenzione all'aumento della sezione di un pilastro o più pilastri, che per tale motivo sarà più sollecitato rispetto agli altri. L'intervento potrebbe variare la distribuzione delle sollecitazioni, che potrebbe determinare verifica negativa di pilastri diversi da quelli già considerati. Sono comunque preferibili interventi diffusi, ossia che siano in grado di redistribuire le azioni su tutta la struttura, senza sovraccaricare in particolar modo un numero limitato di elementi.

1.6.4 Interventi volti ad evitare crisi per perdita d'appoggio

Collegamento trave-pilastro

Obiettivi

- Miglioramento del vincolo tra pilastro e trave, impedendo la caduta della trave dal pilastro.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.

Svantaggi

- Deve essere valutata con attenzione ed adeguata resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.

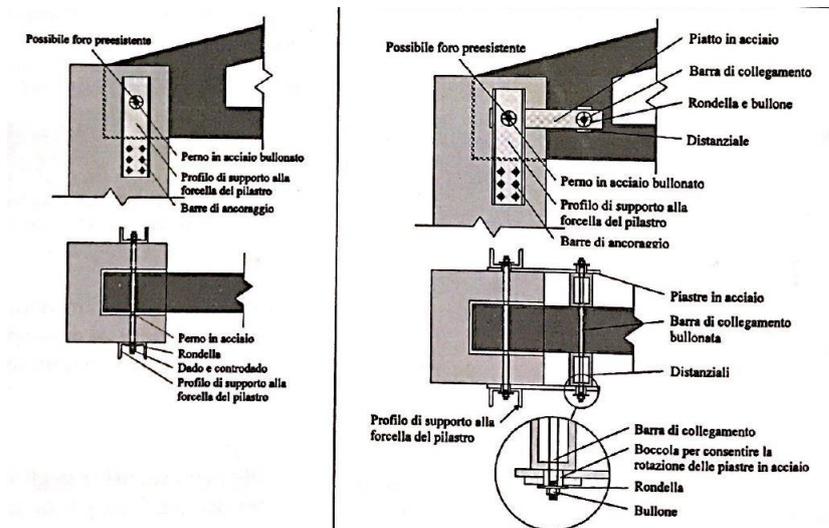


Figura 22 Intervento per collegamento trave-pilastro

Collegamento trave-tegolo**Obiettivi**

- Miglioramento del vincolo tra trave e tegolo, evitando la caduta del tegolo dalla trave.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

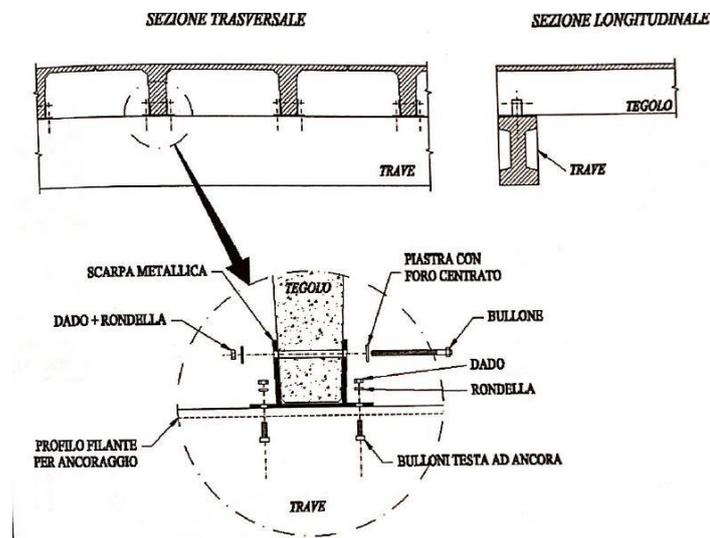


Figura 23 Intervento collegamento trave-tegolo

Contenimento della copertura**Obiettivi**

- Vincolo dell'impalcato evitando la caduta dei tegoli e delle travi.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Copertura semplicemente appoggiata senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

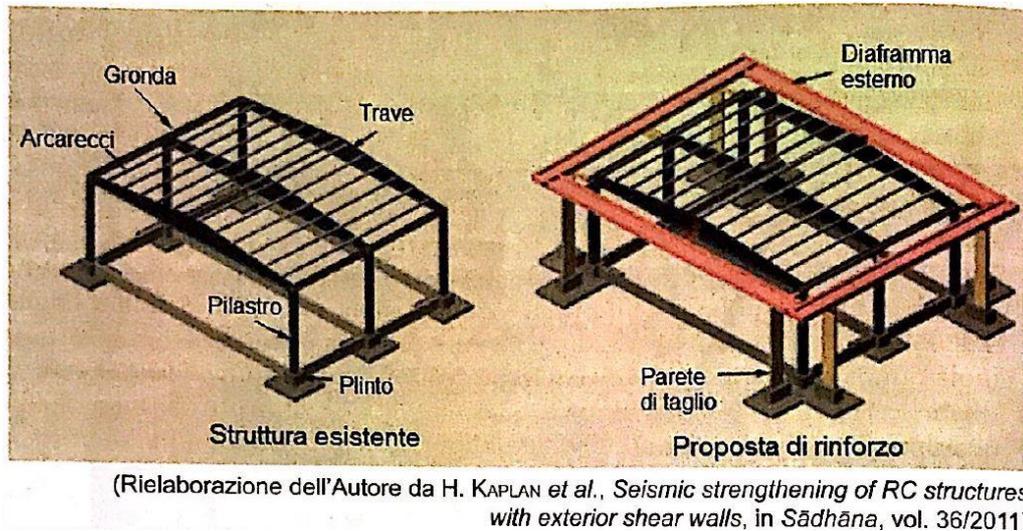


Figura 24 Intervento per il contenimento della copertura

1.6.5 Interventi per trattenuta dei pannelli

Collegamento di pannelli orizzontali mediante cavetti in acciaio

Obiettivi

- Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento. Il sistema funziona in parallelo al sistema di ritenuta esistente.
- Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Intervento da eseguire nel caso in cui il supporto dei pannelli esista nella zona indicata e risulti integro. In caso contrario, il pannello deve essere rimosso.

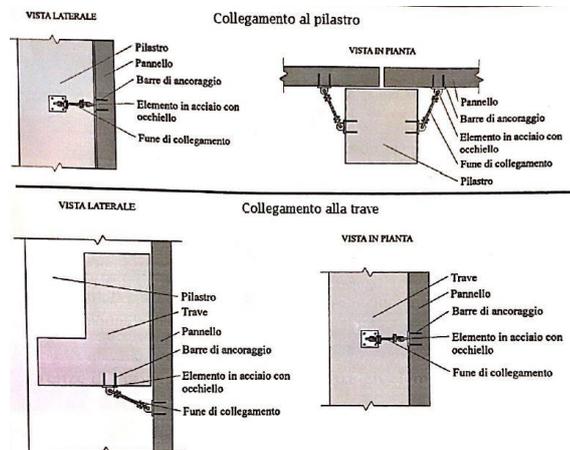


Figura 25 Intervento per il collegamento di pannelli orizzontali mediante cavetti in acciaio

Collegamento fondazione

Obiettivi

- Miglioramento vincolo a terra del pilastro: l'intervento permette di ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica del plinto a bicchiere isolato fornendo un grado di vincolo aggiunto.
- Collegamento orizzontale tra i pilastri a livello di fondazione.

Casi di applicazione

- Rotazione rigida del pilastro senza evidente danneggiamento alla base per formazione di cerniera plastica.
- La porzione di pavimentazione a contatto con il pilastro è gravemente danneggiata.
- La pavimentazione non è in battuta contro il pilastro per la presenza di un giunto.
- Inadeguatezza della fondazione e/o sensibile ruolo degli spostamenti relativi del suolo tra le basi delle colonne.

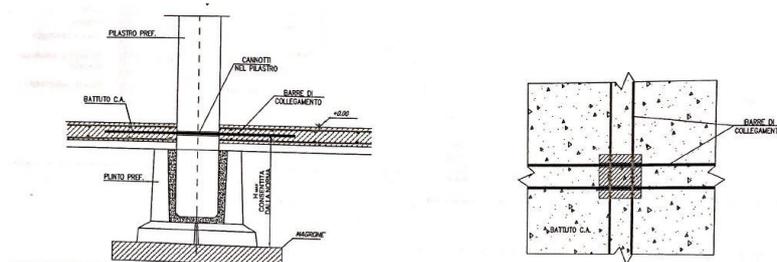


Figura 26 Intervento al collegamento della fondazione

CAPITOLO 2

CASO DI STUDIO

Il caso di studio è costituito da un complesso prefabbricato industriale costituito da due capannoni affiancati, di cui un ampliamento più recente rispetto all'altro. Le due strutture sono ubicate presso il comune di Settimo Torinese in via raspini 22. Dati catastali:

- Foglio 18;
- Particella 193.

Attualmente l'attività industriale (ACAT s.r.l.) si occupa di trattamenti e finiture superficiali di metalli. La tipologia dei collegamenti strutturali rientra tra le più comuni analizzate nel capitolo precedente, per tale ragione si utilizzeranno i metodi di calcolo, di modellazione e di intervento per parte dello studio che si affronterà.

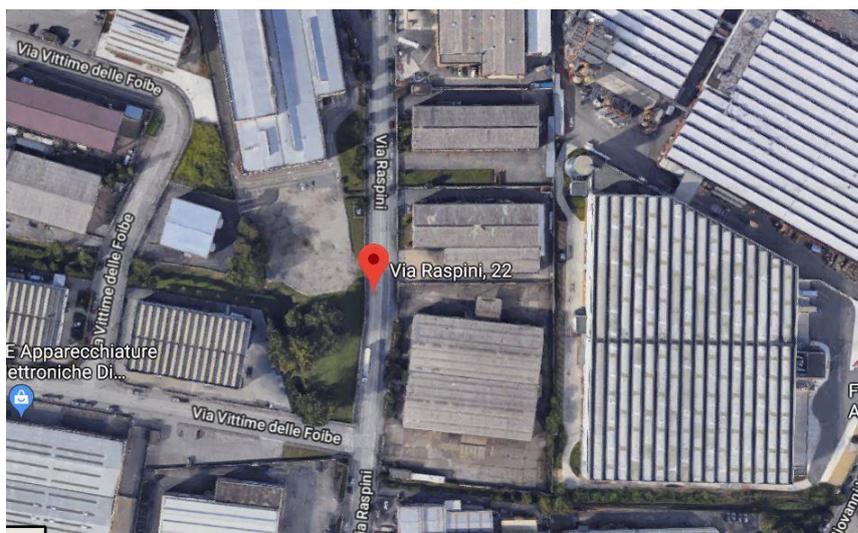


Figura 27 Individuazione del sito - Ortofoto by Google maps

2.1 Descrizione generale

L'opera è costituita da uno stabilimento industriale più ampio, composto da una zona uffici e da una zona per attività industriale; essa è stata realizzata nel 1980 con la tecnologia prefabbricata in cemento armato. Successivamente il complesso industriale è stato ampliato con una struttura prefabbricata in cemento armato, affiancata allo stabile esistente, di dimensioni leggermente ridotte, nel 1994.

I documenti del progetto originario sono stati acquisiti presso gli archivi dell'ex Genio Civile, attuali uffici tecnici della Regione Piemonte.

2.2 Prove Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves) in situ

Il metodo M.A.S.W. è una tecnica che si esegue con geofoni posti in linea collegati ad un sismografo multicanale. L'acquisizione prevede solo l'energizzazione tramite una comune mazza da muratore in prossimità di uno dei 2 geofoni più esterni. Tipicamente più battute vengono eseguite per migliorare l'entità del segnale utile rispetto al rumore di fondo. L'analisi effettuata passa attraverso un'analisi spettrale del dato sismico grezzo alla ricerca della curva di dispersione sperimentale. La successiva fase di inversione cerca di trovare un modello sismico del terreno tale che sia associato ad una curva di dispersione teorica che si adatti sufficientemente a quella sperimentale.

Il MASW standard produce un modello del terreno a strati piani e paralleli lungo l'intero stendimento.

È però possibile utilizzare una tecnica talvolta chiamata MASW-2D che consiste di eseguire molte prove MASW spostando via via la linea di alcuni geofoni in avanti. Ogni prova MASW porta ad un profilo del terreno. La peculiarità del metodo 2D è che accostando tutti i profili trovati si ha un risultato analogo ad una sezione longitudinale alla linea percorsa. Sarà quindi possibile esaminare i cambiamenti lungo la linea.

Una naturale evoluzione di questa tecnica può essere fatta accostando più MASW-2D tra di loro in modo da avere una mappatura del terreno tipo 3D, dalla quale potranno poi essere estratte mappe dell'intera area alle varie profondità.

2.2.1 Calcolo vs30

Con il D.M. 14/01/2008 è stata aggiornata la normativa sismica tramite l'attribuzione alle diverse località del territorio nazionale un valore di scuotimento sismico di riferimento, espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo.

Il decreto propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica della sequenza stratigrafica dei terreni da edificare; sono così state definite cinque tipologie base di terreni (A - B - C - D - E), più altri due speciali (S1 e S2), la cui definizione è in relazione ai parametri di velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 metri di terreno.

Di seguito si riporta una tabella semplificativa che illustra la descrizione e spiegazione di ogni categoria di suolo.

CATEGORIE DI SUOLO (NTC 2008)

Classificazione del tipo di suolo secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 14/01/2008		
Suolo	Descrizione geotecnica	Vs30(m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360÷800
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180÷360
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<180
E	Terreni dei sottosuoli tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs>800 m/s)	
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di Vs30 inferiori a 100 m/s che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche	<100
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti	

Tabella 2 Categorie di suolo secondo NTC 2008

Nelle definizioni precedenti VS30 è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata a partire dalla velocità delle onde di taglio con la seguente formula:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

2.2.2 Prova MASW eseguita in sito

Durante il lavoro di studio è stato possibile effettuare una prova MASW in prossimità dell'area degli edifici per poter verificare la categoria del suolo presente in sito. Sono state condotte le analisi come approfondito nei paragrafi precedenti, giungendo alla definizione del suolo sismico.



Figura 28 Foto scattate in sito, a sinistra posizionamento completo dei geofoni sulla lunghezza del territorio, a destra un dettaglio di uno dei due geofoni utilizzati.

Sono nel seguito riportati i dati relativi alla geometria di acquisizione ed ai parametri di campionamento della prova effettuata. In Figura 29 è inoltre presentata la localizzazione della prova MASW effettuata.

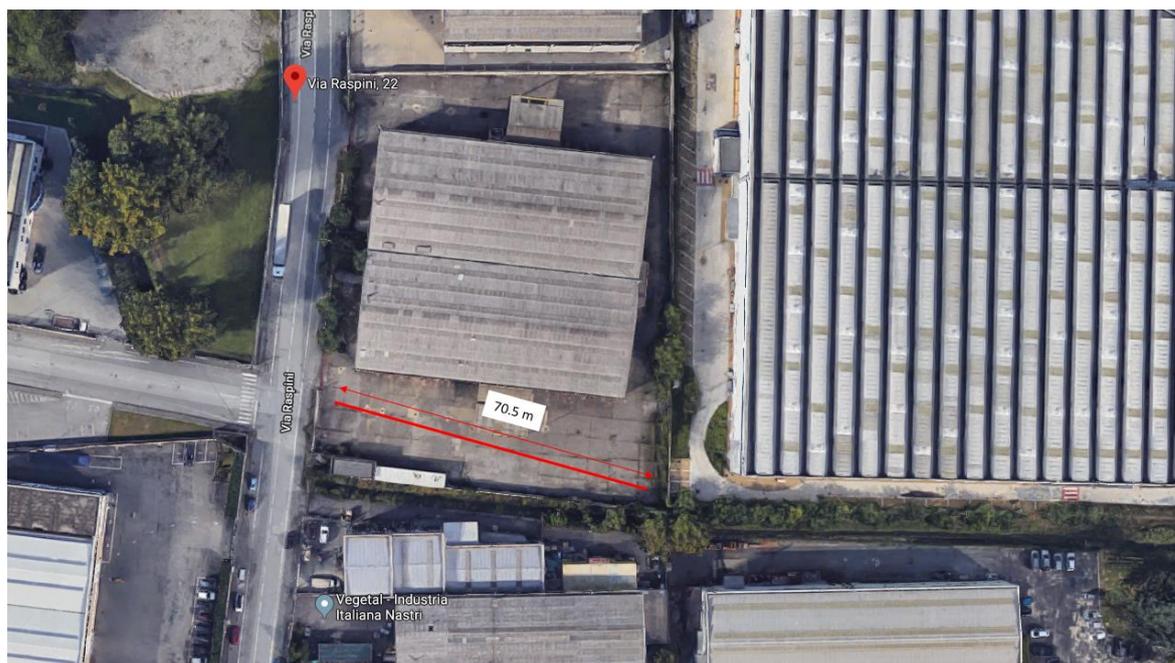


Figura 29 Localizzazione prova MASW

TIPO GEOFONI	N. GEOF.	SPAZ. GEOFONI	TIPO SORGENTE	POSIZIONE SORGENTE	FINESTRA ACQUISIZ.	INTERV. CAMP.	STACK
verticali da 4,5 Hz	48	1.5 m	Mazza battente	x =-3 m	T = 4.096 s	$\Delta t = 0.25$ ms	15
verticali da 4,5 Hz	48	1.5 m	Mazza battente	x =-4 m	T = 2.048 s	$\Delta t = 0.125$ ms	15
verticali da 4,5 Hz	48	1.5 m	Mazza battente	x =73.5 m	T = 2.048 s	$\Delta t = 0.125$ ms	15
verticali da 4,5 Hz	48	1.5 m	Mazza battente	x =75 m	T = 2.048 s	$\Delta t = 0.125$ ms	15

Tabella 3 Dati relativi alla fase di acquisizione dei segnali

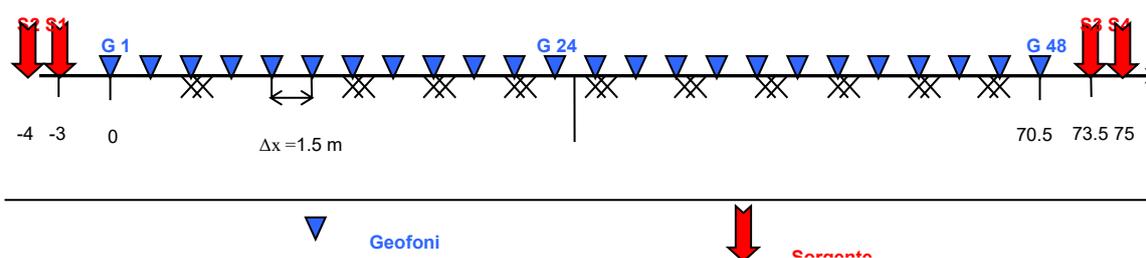


Figura 30 Geometria dello stendimento

Successivamente si è passati alla fase di elaborazione ed interpretazione dei dati acquisiti durante la prova MASW.

La fase di elaborazione è quella che segue l'acquisizione dei dati grezzi e permette di stimare, a partire dai sismogrammi acquisiti, le caratteristiche dispersive del sito, ovvero la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza del segnale sismico (curva di

dispersione sperimentale). Il codice utilizzato è SWAT (Surface Wave Analysis Tool), sviluppato presso il Politecnico di Torino. I dati vengono trasformati in dominio fk (frequenza-numero d'onda) tramite una doppia trasformata di Fourier e la curva di dispersione è ricavata con un algoritmo di ricerca dei massimi spettrali (ai quali è associata per l'appunto la propagazione delle onde di Rayleigh). Per ogni frequenza f , il picco spettrale è associato ad un determinato valore del numero d'onda k , per cui, in base alla teoria delle onde, è possibile ricavare la velocità di fase delle onde di Rayleigh attraverso la relazione:

$$V_R(f) = \frac{2 \cdot \pi \cdot f}{k}$$

Si riportano nel seguito le varie fasi di elaborazione dei dati acquisiti lungo lo stendimento di figura 30. Per verificare la monodimensionalità delle formazioni indagate, sono state effettuate energizzazioni agli estremi opposti dello stendimento sismico non notando marcate differenze nelle curve di dispersione ottenute, seppure la presenza di un importante rumore di fondo abbia reso le operazioni di processing particolarmente complesse. Nella figura sottostante è riportato il sismogramma acquisito con energizzazione in $x=-3$ come esempio. Come accennato, è chiaro come la vicinanza di attività produttive attive nel momento della prova abbia influenzato la qualità del segnale registrato.

Individuando i massimi degli spettri $f-k$ è possibile stimare, secondo l'equazione precedente, la curva di dispersione sperimentale media riportata in figura 32 andando a valutare, inoltre, l'incertezza sperimentale ad essa associata e riportata come +/- il valore della deviazione standard (è dimostrato come i dati si distribuiscano secondo una legge Normale o Gaussiana, Lai et al. 2005).

Per il calcolo della categoria di sottosuolo (NTC 2008) e per eventuali studi di risposta sismica locale, uno strato deve essere rimosso, in quanto non rappresentativo delle naturali condizioni stratigrafiche del sito in esame. Inoltre, data la lunghezza d'onda sperimentale massima ottenuta e le condizioni di prova, i risultati vengono forniti fino ad una profondità di 45 m, oltre i quali non è possibile garantire un vincolo sufficiente alle informazioni sperimentali.

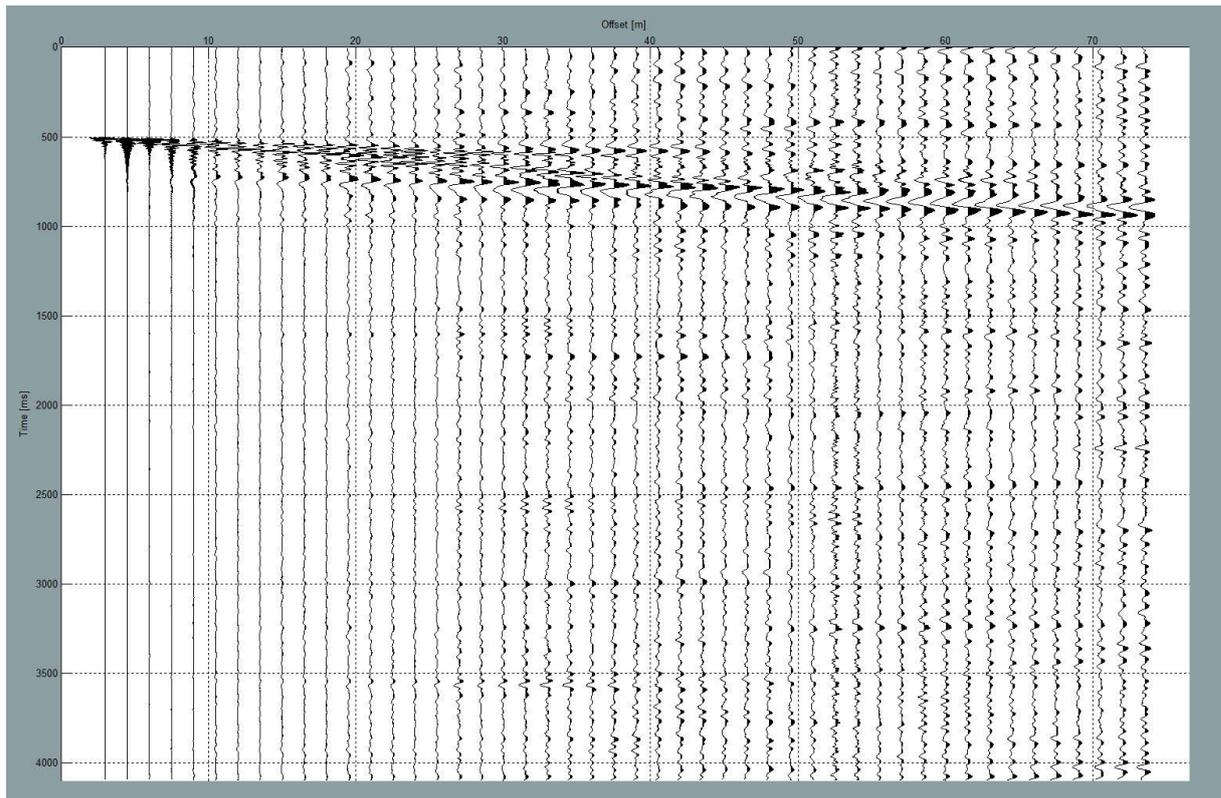


Figura 31 Sismogramma scoppio a -3 m (#15)

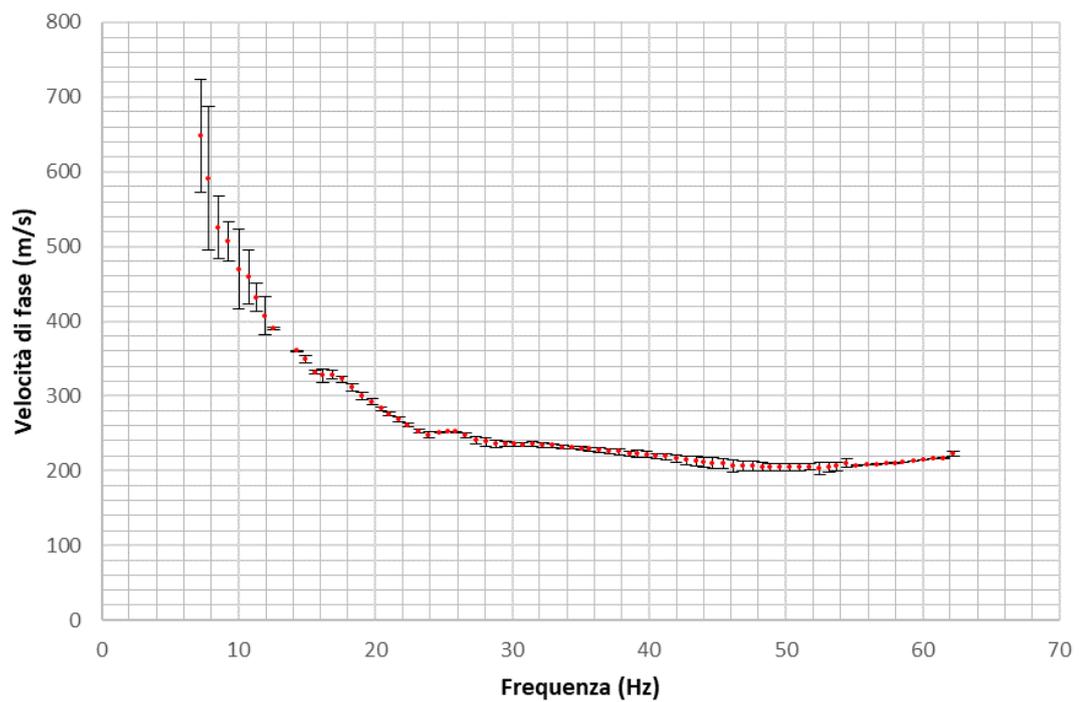


Figura 32 Curva di dispersione sperimentale media ed error bars relativi a +/- una deviazione standard

In Figura 33 sono riportate le curve delle medie armoniche delle velocità delle onde di taglio con la profondità, $V_{S,z}$, calcolate senza tener conto del primo strato di pavimentazione in calcestruzzo. Tale strato viene individuato dal processo di inversione, ma non rappresenta le

reali condizioni stratigrafiche del sito. Da questo grafico si evince come il sito ricada nella categoria di sottosuolo B, secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC 2008), per tutti i profili statisticamente equivalenti ($V_{s,z}$ del profilo “migliore” pari a 431 m/s).

Viene inoltre riportato in Tabella 4 ed in Figura 34 il profilo stratigrafico che presenta il minor misfit rispetto alla curva sperimentale (il “migliore”).

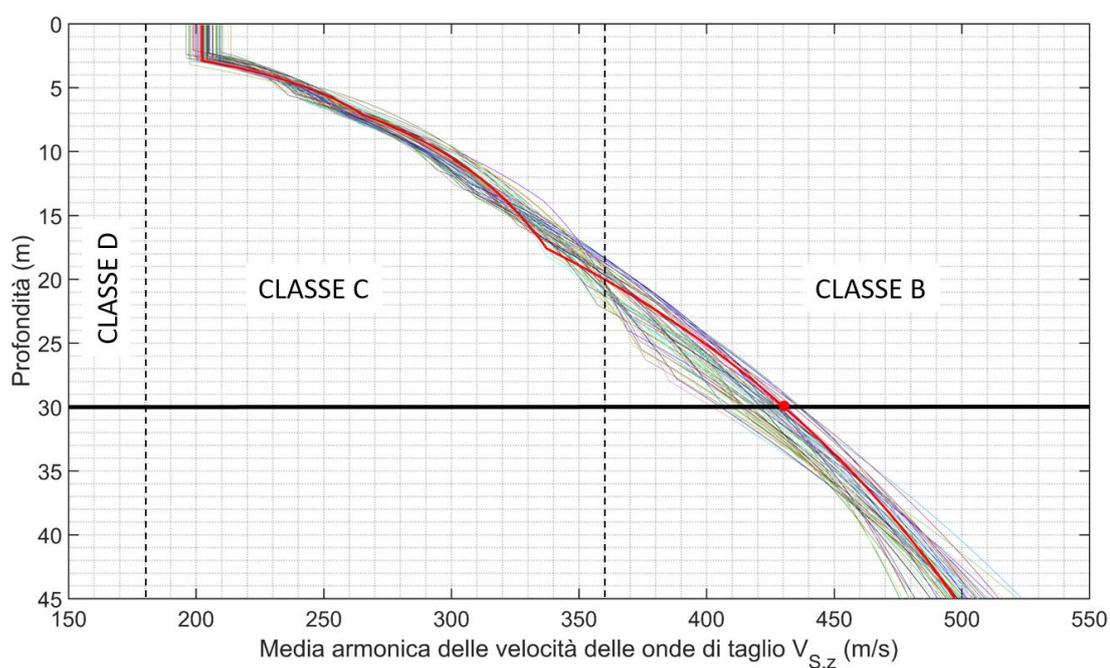


Figura 33 Profili delle medie armoniche delle velocità delle onde di taglio $V_{s,z}$ (in rosso quello relativo al profilo "migliore")

Spessore (m)	V_s (m/s)	Poisson	Densità (kN/m^3)
2.9	202	0.29	18
4.2	337	0.46	18
10.5	413	0.43	19
13.2	706	0.42	19
14.2	723	0.47	20

Tabella 4 Dati relativi alla soluzione con minor misfit

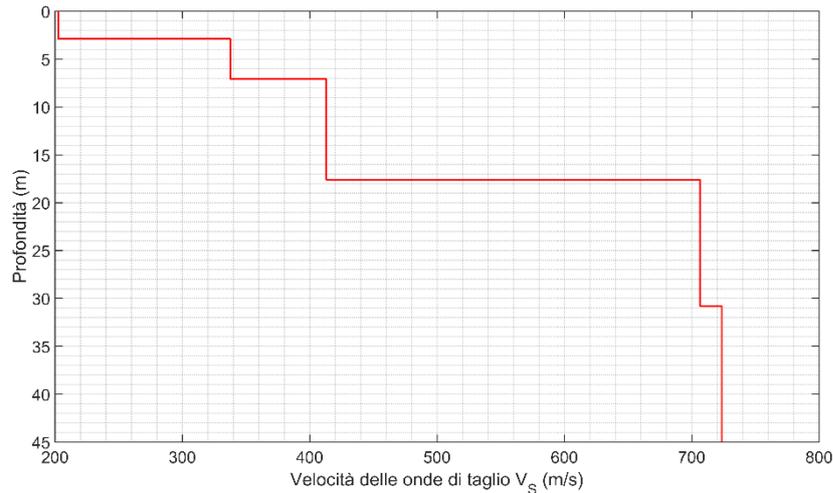


Figura 34 Profilo “migliore” ottenuto dall’inversione

2.3 Descrizione del fabbricato

Il fabbricato è costituito da due strutture affiancate prefabbricate in cemento armato, l’una poco più ampia dell’altra ed inoltre sono state edificate in diversi periodi.

Il fabbricato principale è costituito da due tipologie di pilastri, i primi sono pilastri monolitici a tutta altezza con dimensioni pari a 45*55 cm, gli ultimi sono pilastri di dimensioni più ridotte, pari a 25*25 cm, che permettono lo sviluppo di due impalcati, ove è stata destinata la zona uffici di amministrazione dell’attività industriale. Inoltre, sono presenti travi portanti a sezione variabile, sulle quali si sviluppa la copertura costituita da tegoli ed una lastra impermeabilizzante. Nella zona amministrativa sono presenti due impalcati e costituiscono circa un quinto della struttura. Essa è completata da elementi di tamponamento in muratura, realizzati in luce di pilastro.



Figura 35 Foto attuale del fabbricato principale del 1980, edificio 1.



Figura 36 Foto attuale dell'ampliamento del 199, edificio 2.

Nelle figure 35 e 36 sono riportate le documentazioni fotografiche degli edifici oggetto di studio. Inoltre, è stato possibile reperire i documenti originali dell'edificio 1, si riportano le piante del piano terra e primo piano nelle figure seguenti.

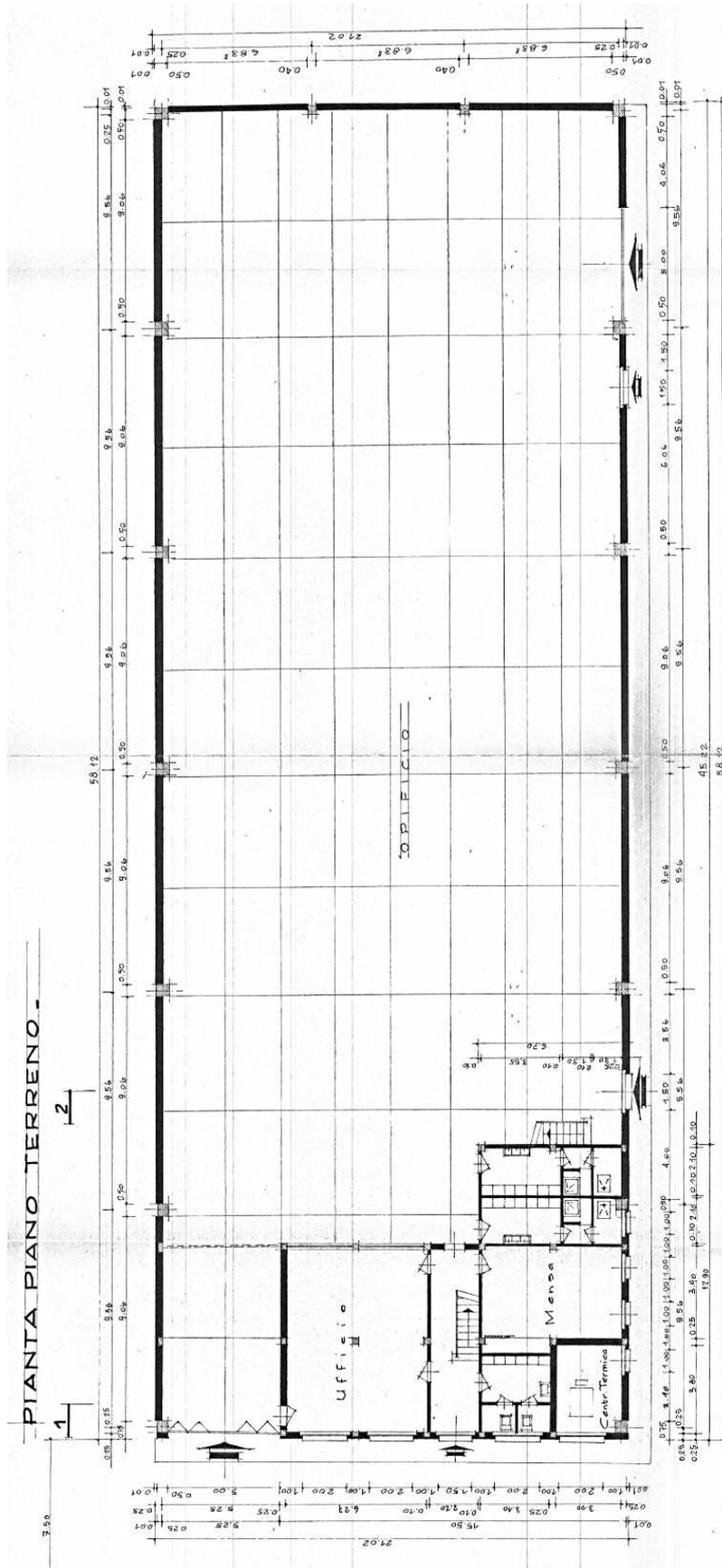


Figura 37 Planimetria originale del piano terra del capannone principale

Negli anni successivi il fabbricato principale è stato sottoposto ad ampliamento attraverso la realizzazione di un capannone prefabbricato in cemento armato, aventi dimensioni leggermente ridotte. Esso è caratterizzato da pilastri monolitici a tutta altezza con dimensioni pari a 50*50 cm, travi portanti a sezioni variabili che sostengono la copertura costituita da una lastra impermeabilizzante. Le chiusure verticali sono realizzate con pannelli orizzontali prefabbricati. Tuttavia, non è stato possibile reperire i documenti originali della struttura più recente per irreperibilità di pratiche da parte del comune di Settimo Torinese. Per tale ragione sono stati eseguiti rilievi più approfonditi in loco mediante prove pacometriche, che hanno permesso l'individuazione delle armature e posizione di essi in ogni pilastro della struttura.

2.3.1 Struttura originaria del 1980

L'analisi della struttura è stata possibile con l'acquisizione di documenti architettonici e strutturali depositati presso l'ex Genio Civile, attuale archiviazione della Regione Piemonte.

Sono stati analizzati tutti i componenti strutturali di esso:

- Plinti di fondazione;
- Pilastri prefabbricati;
- Travi a sezione variabile con doppia pendenza;
- Tamponamenti in muratura.

La struttura è costituita da due tipologie di plinti isolati di fondazione, i primi sono plinti prefabbricati a bicchiere e sostengono la struttura principale formata da pilastri di dimensioni 45*55 cm (vedi fig.30 e fig.32), gli altri sono plinti a sezione quadrata e reggono la struttura secondaria aventi pilastri di forma quadrata di dimensioni 25*25 cm (vedi fig.31 e fig.32).

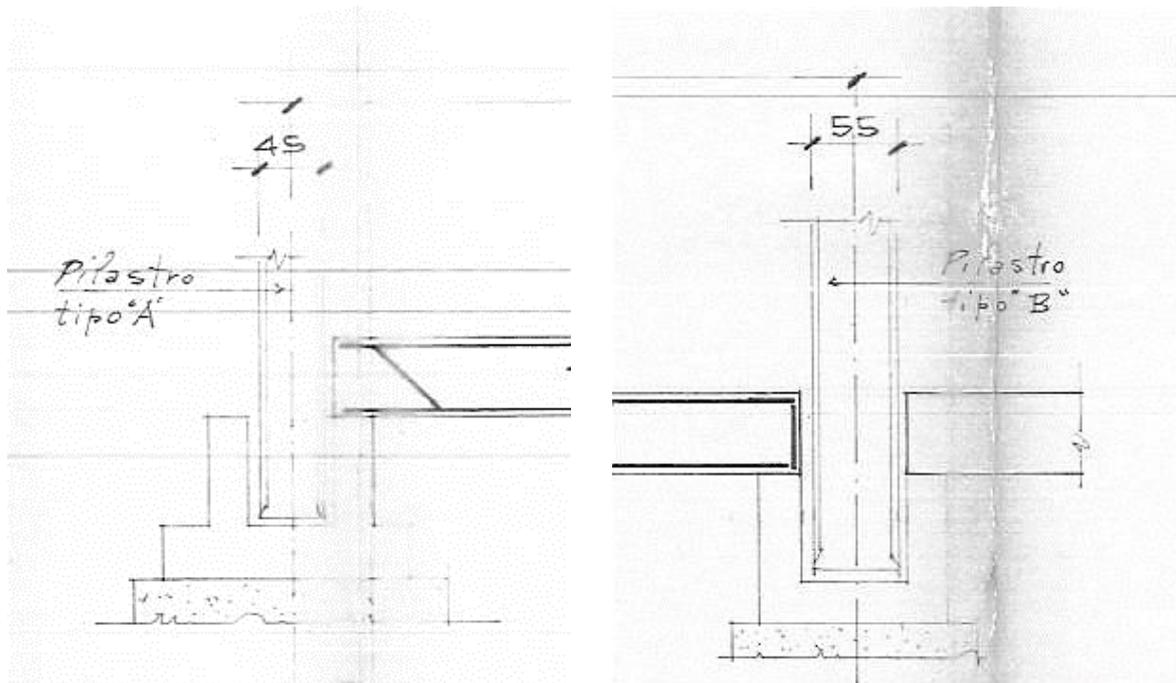


Figura 39 Stralcio originale della sezione del Plinto a bicchiere, sezione longitudinale a sinistra e trasversale a sinistra

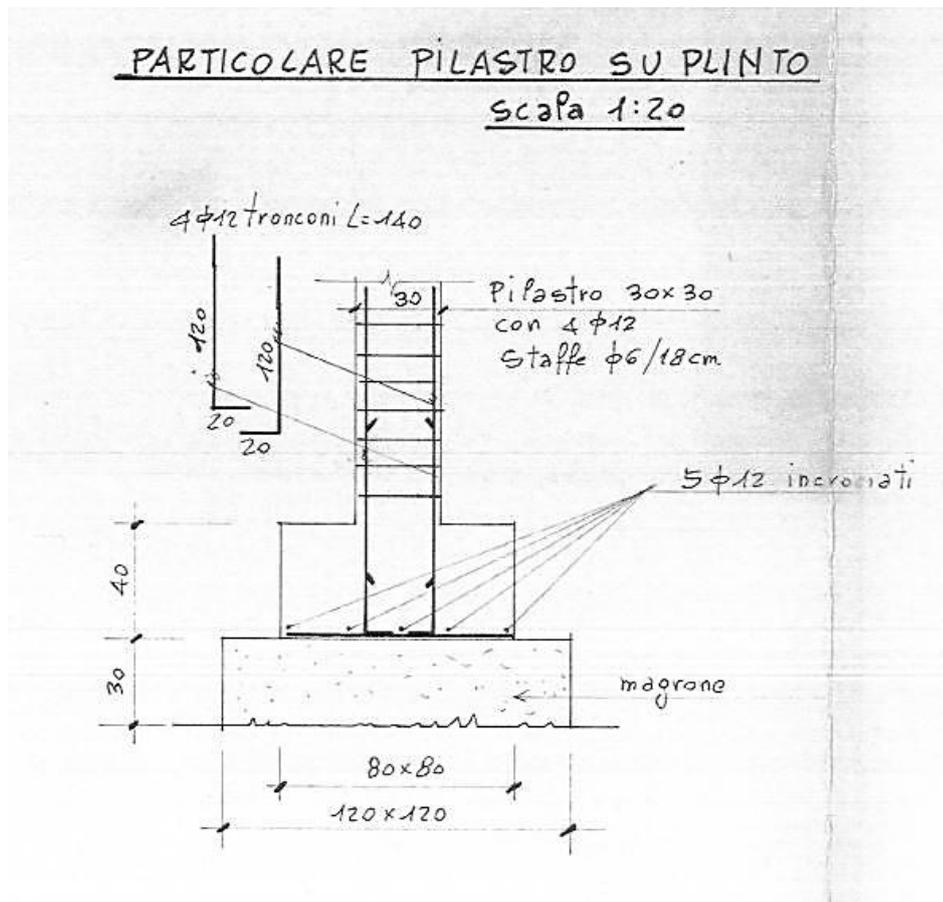


Figura 40 Stralcio originale della sezione del plinto a sezione quadrata

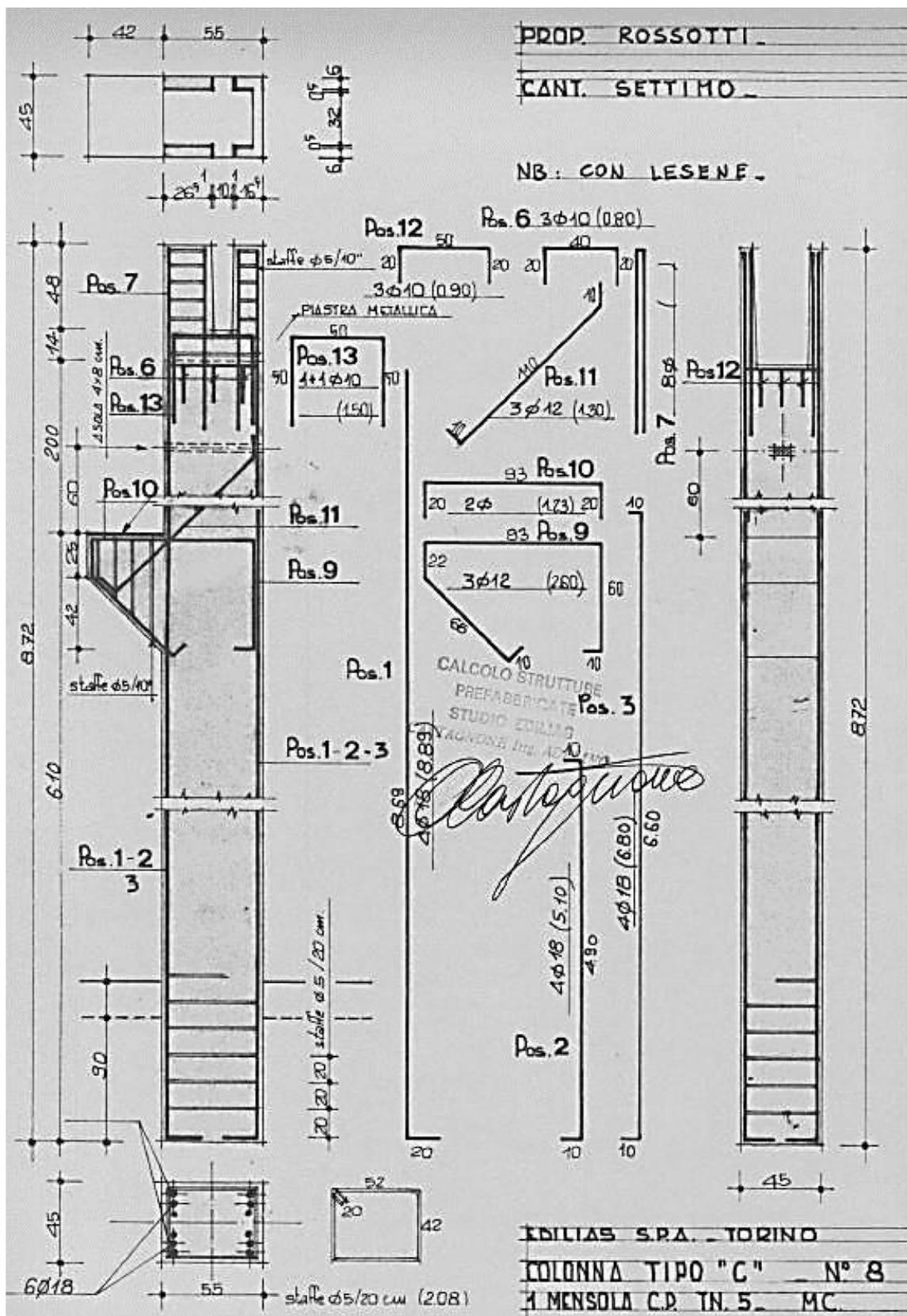


Figura 43 Documento originale armatura del plinto tipologia C, la più ricorrente

Le travi hanno sezione variabile a doppia pendenza, ove in mezzeria raggiunge la massima altezza pari a 1,88 m, agli estremi presenta un'altezza pari a 80 cm.

I tamponamenti sono gettati in opera in muratura avente uno spessore pari a 30 cm.

2.3.2 Ampliamento nel 1994 con struttura prefabbricata

Negli anni successivi la struttura è stata ampliata con un edificio prefabbricato di dimensioni più ridotte e con una struttura più semplice. I componenti strutturali specifici del sistema sono:

- plinti di fondazione;
- pilastri prefabbricati gettati in opera;
- travi in cemento armato precompresso;
- tamponamenti in pannelli orizzontali prefabbricati.

Non è stato possibile reperire i documenti architettonici originari della struttura per problematiche interne presso l'archivio. Per tale ragione è stato necessario un rilievo in sito della struttura con l'utilizzo di distanziometri, metro rigido e rollina; inoltre sono state rilevate le armature presenti in ogni pilastro grazie all'uso di un pacometro.

I pilastri prefabbricati (vedi fig.35) hanno sezione quadrata con dimensioni pari a 50*50 cm e sono gettati in opera.



Figura 44 Rilievo fotografico di pilastri e travi prefabbricate

Le travi sono in c.a.p. a doppia pendenza con sezione variabile.

Il collegamento tra pilastri e trave in c.a.p. è lo stesso per entrambe le strutture ed è stato già citato ed individuato nel capitolo 1.



Figura 45 Collegamento trave pilastro

Le fondazioni sono costituite da plinti isolati a bicchiere prefabbricati gettati in opera.

Le chiusure verticali sono costituiti da pannelli orizzontali prefabbricati, tuttavia in assenza di dettagli tecnici sono stati ipotizzati dei pannelli di spessore pari a 30 cm, facendo riferimento ad una scheda tecnica di riferimento per avviare la modellazione della struttura, che sarà approfondita nei successivi paragrafi.

2.4 Analisi critica dell'edificio industriale

I fabbricati, in generale, si presentano in discrete condizioni di conservazione, tuttavia sono presenti manifestazioni di degrado che interessano localmente le parti prefabbricate risolvibili con intervalli di manutenzione straordinaria non invasivi.



Figura 46 Degrado.

Durante un sopralluogo è stato possibile analizzare le criticità della struttura, indagando gli aspetti più significativi:

- Le strutture sono state costruite in adiacenza e non presentano un giunto strutturale adeguato per permettere il movimento delle stesse in caso di sisma, per cui il **rischio martellamento** è molto alto.

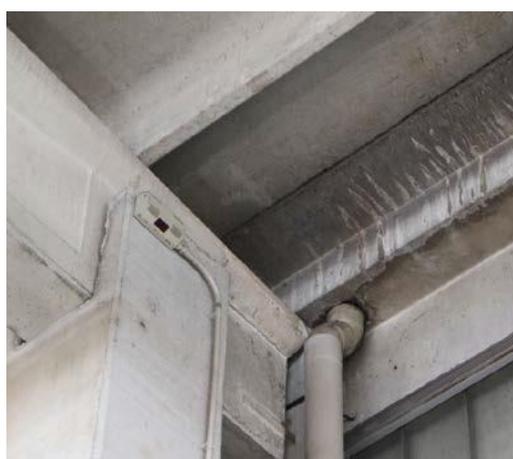


Figura 47 Particolari giunto sismico inesistente

- I collegamenti fra i vari elementi sono del tipo a secco e lavorano solo ad attrito (nodi pilastro-trave, trave-tegoli, pilastri-pannelli), per cui il rischio di **perdita dell'appoggio**.



Figura 48 Nodi Pilastro - Trave e Trave-tegoli

- Il centro di massa e il centro di rigidezza non sono coincidenti a causa:
 1. dell'esistenza dell'area uffici limitata ad una zona dell'edificio 1, dunque una distribuzione delle masse irregolare e rigidezza dei pilastri differente;
 2. tamponature parziali sul fronte principale.Dunque, gli **effetti torsionali** non sono trascurabili in caso di sisma.
- Presenza di finestre a nastro.

CAPITOLO 3

ESTRAZIONE E ANALISI DI PROVINI DI CALCESTRUZZO E BARRE DI ARMATURA

Per un'adeguata soluzione di intervento di adeguamento sismico è stato necessario analizzare i materiali esistenti degli edifici prefabbricati, indagando il grado di resistenza a compressione di provini di calcestruzzo, il grado di resistenza a trazione delle barre di armatura presenti ed il modulo elastico del calcestruzzo estratto.

Per tali ragioni le colonne sono state oggetto di indagine ed estrazione di 6 carote di calcestruzzo e 3 barre di armatura. Sono state estratte 3 carote di cls per ogni edificio, e 3 barre di armatura della lunghezza di circa 50 cm dall'edificio 1, essendo quello in cui sono noti i dettagli architettonici e strutturali originali. Tuttavia, per una verifica dettagliata è stato usato un pacometro per rilevare l'effettiva posizione delle barre di armatura, che ha permesso un confronto diretto con i documenti in possesso.

Successivamente all'estrazione di tali provini, essi sono stati analizzati in laboratorio presso il Politecnico di Torino. Sono state condotte prove di compressione su provini di calcestruzzo cilindrici, prove di trazione su provini d'acciaio ed infine è stato analizzato il modulo elastico di un provino di calcestruzzo.

Nei seguenti paragrafi si analizza più dettagliatamente l'intero processo che si è condotto, mettendo in evidenza i risultati ottenuti a seguito delle prove sperimentali condotte.

3.1 Estrazione in sito

Il giorno 10 gennaio 2018 sono state effettuate le estrazioni di 6 provini di calcestruzzo da 6 colonne differenti, 3 per ogni edificio 1, individuando 6 colonne significative. Di seguito si riportano le colonne scelte.

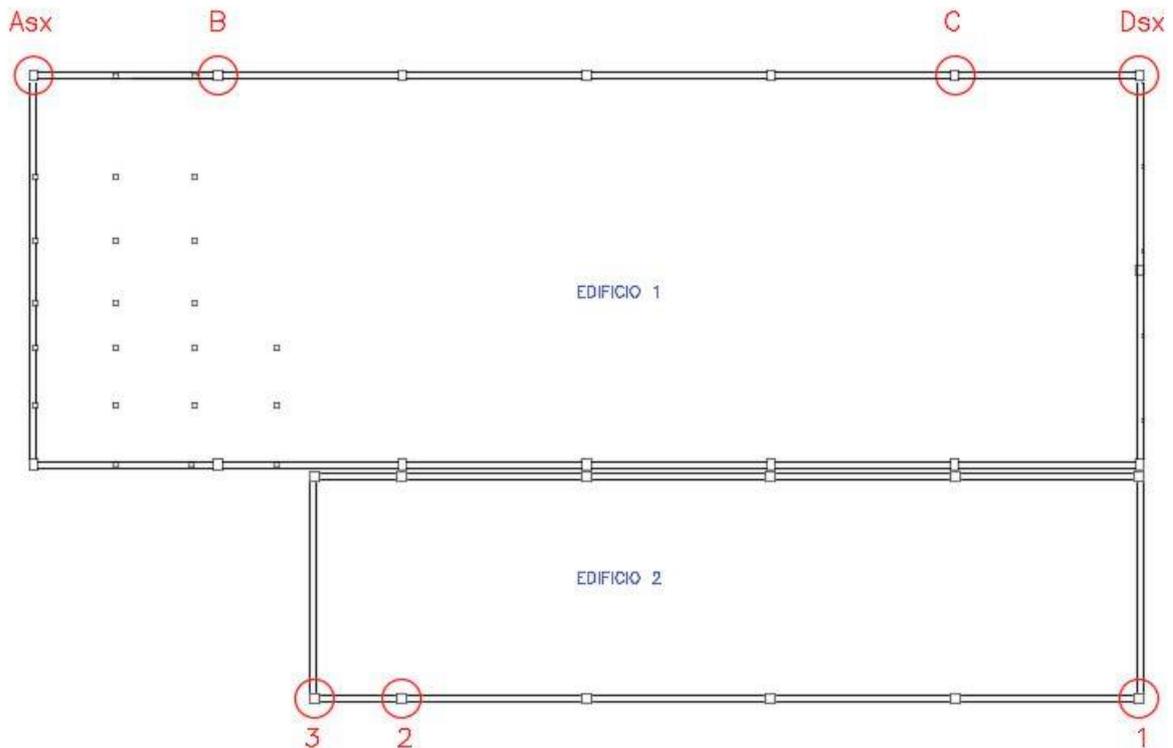


Figura 49 Complesso prefabbricato con individuazione delle colonne analizzate

I provini di calcestruzzo sono stati estratti dalle colonne A_{SX} , B, D_{SX} , 1, 2, 3. Mentre le barre di armatura sono state scelte dalle colonne A_{SX} , B, C. Si analizza la metodologia usata per estrarre i materiali.

3.1.1 Estrazione provini di calcestruzzo

Il primo step consiste nell'individuazione precisa delle barre di armatura mediante il pacometro.



Figura 50 Utilizzo pacometro per individuazione delle barre di armatura



Figura 51 Traccia delle armature individuate a seguito dell'utilizzo del pacometro

Dopo aver individuato le barre di armatura e aver tracciato la loro disposizione lungo la colonna, è stato possibile procedere con l'estrazione dei provini. Gli strumenti che si sono utilizzati in

questa seconda fase sono una fustella con denti diamantati dal diametro di 10 cm, ed una carotatrice.



Figura 52 Strumenti utilizzati, a sinistra vi è la carotatrice, e a sinistra la fustella con denti diamantati

Per ultima fase si procede con l'estrazione dei provini cilindrici di calcestruzzo con un diametro pari a 10 cm e profondità di circa 25 cm.



Figura 53 Estrazione provino di cls mediante carotatrice



Figura 54 Provino cilindrico estratto

Questa operazione è stata effettuata su tutte le colonne sopracitate, da cui sono stati estratti 6 carote di calcestruzzo. Essi si presentano con profondità differente, ma sono state sagomate allo stesso modo in laboratorio.



Figura 55 Sei provini cilindrici estratti di calcestruzzo

Infine, si riporta la documentazione fotografica delle sei colonne sottoposte ad estrazione.



Figura 56 Colonna a seguito del carotaggio, elemento tipo Asx dell'edificio 1



Figura 57 Colonna tipo B, edificio 1 a seguito del carotaggio.



Figura 58 A sinistra Colonna Dsx, edificio 1, a destra Colonna 1, edificio 2.



Figura 59 A sinistra colonna 2, Edificio 2, a destra colonna 3, edificio 2.

3.1.2 Estrazione barre di armatura

Successivamente si è proceduta la sperimentazione con l'estrazione di barre di armatura dalle colonne sopracitate, in particolare dalla colonna Asx, B, C. Esse contengono armature di due tipologie $\phi 16$ e $\phi 18$.

Il primo passaggio per procedere all'estrazione è avvenuto mediante un martello pneumatico, che ha permesso la rimozione del calcestruzzo, mettendo in evidenza le barre di armature presenti. Con l'utilizzo di un flessibile elettrico è possibile tagliare parte dell'armatura ed estrarla dall'edificio.

Di seguito si riportano i principali strumenti utilizzati.



Figura 60 Strumenti utilizzati, a sinistra il flessibile elettrico, a destra il martello pneumatico

Sono state scelte per l'estrazione delle barre di armatura le colonne più significative e più ricorrenti nella struttura, che hanno permesso di attuare le prove a trazione su due sezioni differenti. È stato ritenuto opportuno estrarre circa 50 cm di profilato per ogni colonna.

Di seguito si riporta la documentazione fotografica a seguito dell'estrazione delle barre di armatura.



Figura 61 Individuazione dei profilati d'acciaio, a sinistra in evidenza la colonna tipo Asx, a destra la colonna tipo B, caratterizzati da $2\phi 16$



Figura 62 Individuazione profilato d'acciaio, colonna tipo C, armata con $6\phi 18$

3.2 Prova a compressione calcestruzzo

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza della struttura, è necessario identificare la classe di resistenza del calcestruzzo. Nel caso specifico, mediante i documenti originali acquisiti si è individuata la classe del cls presente, che corrisponde a C45/55, ed il tipo di provino estratto che si analizzerà è di tipo cilindrico.

La prova per la determinazione della resistenza alla compressione dei provini di calcestruzzo indurito è quella più comunemente conosciuta nell'ambito delle verifiche delle caratteristiche meccaniche del cls.



Figura 63 Pressa per prova di compressione su carote di cls.

Macchina di prova 1

- Costruttore: Galdabini – Zwick;
- Capacità di carico: 5000 kN;
- Modello: PMC-500;
- Numero di serie: 19933;
- Ente certificatore: Centro LAT n. 139 – Politecnico di Torino;
- Certificato di taratura: n. 132/2017 del 06/11/2017.
- Classe 1 (UNI EN ISO 7500-1:2016)

Macchina di prova 2

- Costruttore: Galdabini – Zwick;
- Capacità di carico: 3000 kN;
- Modello: PMC-300;
- Numero di serie: 23439-23440;
- Ente certificatore: Centro LAT n. 139 – Politecnico di Torino;
- Certificato di taratura: n. 133/2017 del 06/11/2017.
- Classe 1 (UNI EN ISO 7500-1:2016)

Tabella 5 Caratteristiche tecniche delle macchine di prova a compressione

A seguito dell'estrazione delle carote di calcestruzzo, tutti i provini sono stati sagomati, riducendoli alla stessa altezza. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche di ogni provino.

	Nome provino	Altezza dopo la molatura (mm)			Diametro (mm)					
		H ₁	H ₂	H ₃	Superiore		Centrale		Inferiore	
					D ₁	D ₂	D ₁	D ₂	D ₁	D ₂
Edificio 1	Asx	193,14	193,18	193,23	94,2	94,21	94,02	94,09	94,11	94,08
	B	191,84	191,9	191,78	94,1	94,12	94,22	94,09	94,18	94,07
	Dsx	192,91	192,91	193,13	94,15	94,13	94,02	94	93,62	93,72
Edificio 2	1	192,88	193,03	192,78	94,11	94,14	94,12	94,04	94,03	94,15
	2	191,15	191,62	191,51	94,15	94,06	94	94,05	94,09	94,15
	3	193,94	193,67	193,79	94,1	94,13	94,06	94,08	94,11	94,14

Tabella 6 Geometria dei provini di cls dopo la molatura in mm.



Figura 64 Provini di cls sottoposti a molatura.

La macchina per prova di compressione dev'essere conforme alla EN 12390-4. La prova consiste nel registrare il carico massimo sopportato dal provino calcolandone poi la resistenza alla compressione del calcestruzzo.

	Nome provino	Peso (kg)	Carico Massimo (kN)	Tensione (Mpa)
Edificio 1	Asx	3,155	346,6	49,8
	B	3,165	370,72	53,3
	Dsx	3,149	344,77	49,53
Edificio 2	1	3,184	469,13	65,95
	2	3,133	382,13	54,97
	3	3,17	458,87	67,43

Tabella 7 Dati ricavati successivamente alla prova di compressione

Come è possibile notare dalla tabella, si sono riscontrate delle problematiche per quanto riguarda il provino Asx, per un errore di calibrazione della pressa adottata. Per questa ragione il provino è giunto a rottura senza la possibilità di ricavare i dati necessari.

Tuttavia, dai risultati ottenuti è possibile constatare l'adeguata resistenza del calcestruzzo rispetto ai dati acquisiti dai documenti consultati.

3.3 Modulo elastico provino di calcestruzzo

La determinazione del modulo di elasticità è stata un'ulteriore verifica effettuata nel laboratorio sui provini di calcestruzzo estratti. In particolare, è stato preso in esame uno tra i 6 provini di calcestruzzo, ossia quello dell'edificio 2 numero 2 (caratteristiche geometriche riportate nella tab.2).

3.3.1 Normativa UNI EN 12390-13

La normativa UNI EN 12390-13 illustra la metodologia da adottare per la determinazione del modulo di elasticità secante in compressione di calcestruzzo indurito su provini prelevati da una struttura esistente o che possono essere gettati.

Il principio di funzionamento della prova consiste nel caricare un provino sotto compressione assiale, gli sforzi e le deformazioni sono registrati e la pendenza della secante alla curva sforzo-deformazione è determinata alla prima applicazione del carico (solo metodo A) e dopo tre cicli di applicazione del carico (metodi A e B). La pendenza della secante è nota come il modulo di elasticità secante in compressione.

La normativa descrive le caratteristiche geometriche e tecniche fondamentali che la macchina di prova, la strumentazione e i provini devono avere. Come è stato già citato sono due le metodologie per ricavare il modulo di elasticità secante in compressione di calcestruzzo indurito: metodo A e metodo B. Nella sperimentazione è stato preso come riferimento il metodo A.

Metodo A – Determinazione del modulo di elasticità secante iniziale e stabilizzato

Cicli di precarico

Si effettuano tre cicli di precarico al fine di controllare la stabilità del cablaggio (primo controllo) e il posizionamento del provino (secondo controllo).

Collocare il provino, con gli strumenti di misura applicati assialmente, centralmente sulla macchina di prove.

Per il primo ciclo di applicazione del carico, applicare dello sforzo al provino ad una velocità di (0.6 ± 0.2) MPa/s fino allo sforzo inferiore σ_b . Tenere lo sforzo inferiore entro $\pm 5\%$ del valore nominale per un periodo non maggiore di 20 s. Registrare lo sforzo inferiore σ_b^m . Ridurre lo sforzo di precarico per un periodo non maggiore di 20 s. Alla fine di questo periodo, rimettere a zero gli strumenti di misura della deformazione.

Ripetere i cicli di applicazione del carico di cui sopra per altre due volte, cioè i cicli due e tre. Alla fine di ciascun ciclo due e tre, registrare la deformazione ε_b lungo ciascuna linea di misurazione, al livello inferiore di sforzo.

Dopo i tre cicli, mantenere lo sforzo di precarico entro $\pm 5\%$ del valore nominale ed effettuare i seguenti controlli consecutivi entro 60s.

Primo controllo

Su ciascuna linea di misurazione, la variazione di ε_b dal secondo ciclo al terzo ciclo non deve essere maggiore del 10%.

Se la differenza di deformazione è maggiore del 10%, interrompere la prova; regolare gli strumenti di misura e ricominciare. Se non è possibile ridurre la differenza al di sotto del 10% dopo aver ricominciato, la prova deve essere interrotta.

Secondo controllo

Le deformazioni ε_b al terzo ciclo su tutte le linee di misurazione non devono differire dalla loro media oltre il 20%.

Se il limite non è raggiunto, centrare di nuovo il provino e ricominciare la prova. Se non è possibile ridurre la differenza al di sotto del 20% la prova deve essere interrotta e il provino scartato.

Cicli di applicazione del carico

Aumentare lo sforzo a una velocità di (0.6 ± 0.2) MPa/s dallo sforzo di precarico allo sforzo inferiore. Tenere lo sforzo inferiore entro $\pm 5\%$ del valore nominale per un periodo non maggiore di 20 s. Alla fine di questo periodo, registrare la deformazione lungo ciascuna linea di misurazione e calcolare la deformazione media $\varepsilon_{b,0}$ a questo livello di sforzo.

Si effettuano tre cicli di applicazione del carico.

Per ciascun ciclo, aumentare lo sforzo applicato al provino a una velocità di (0.6 ± 0.2) MPa/s fino al raggiungimento dello sforzo superiore, σ_a . Tenere lo sforzo superiore entro $\pm 5\%$ del valore nominale per un periodo non maggiore di 20 s. Per i cicli uno e due, ridurre lo sforzo ad una velocità di (0.6 ± 0.2) MPa/s fino allo sforzo inferiore. Tenere lo sforzo inferiore entro $\pm 5\%$ del valore nominale per un periodo non maggiore di 20 s.

Alla fine della fase dello sforzo superiore del primo e del terzo ciclo e quando il carico è stabile, registrare le deformazioni corrispondenti lungo ciascuna linea di misurazione e calcolare le deformazioni medie $\varepsilon_{a,1}$ e $\varepsilon_{a,3}$ a questi livelli di sforzo.

Alla fine della fase dello sforzo inferiore del secondo ciclo quando il carico è stabile, registrare la deformazione lungo ciascuna linea di misurazione e calcolare la deformazione media $\varepsilon_{b,2}$ a questo livello di sforzo.

Il valore misurato dello sforzo inferiore σ_b^m deve essere registrato.

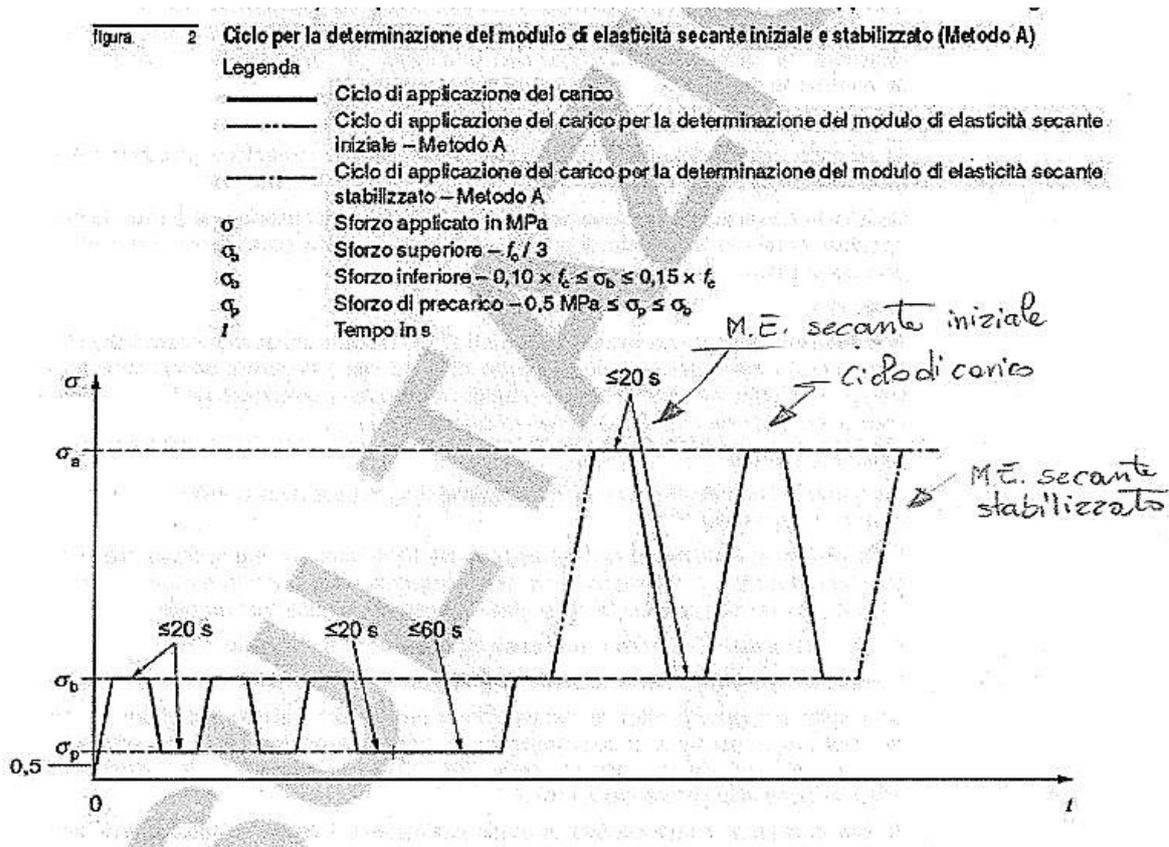
Il valore misurato dello sforzo superiore σ_a^m deve essere registrato.

Una volta completate tutte le misurazioni a livello dello sforzo superiore del terzo ciclo di applicazione del carico, si deve determinare la resistenza a compressione del provino in conformità al procedimento di applicazione del carico indicato nella EN 12390-3. Registrare la resistenza a compressione al più prossimo 0.1 MPa.

Alla fine di evitare di danneggiare in modo permanente i calibri di misura, può essere opportuno rimuoverli dal provino prima di aumentare il carico a rottura. Ciò dovrebbe avvenire in sicurezza.

Se la resistenza a compressione misurata differisce da f_c più del 20%, ciò deve essere annotato nel rapporto di prova.

Il ciclo di prova per la determinazione del modulo elastico è rappresentato nella seguente figura.



Calcolo del modulo di elasticità secante iniziale (Metodo A)

Il modulo di elasticità secante iniziale $E_{c,0}$ è definito come:

$$E_{c,0} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_0} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,1} - \varepsilon_{b,0}}$$

Calcolo del modulo di elasticità secante stabilizzato (Metodo A)

$$E_{c,s} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_s} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}}$$

3.3.2 Caso di studio provino numero 2 dell'edificio 2

Nel precedente paragrafo è stata riportata la normativa di riferimento, inserendo la descrizione del metodo A, essendo quello adottato durante la prova di laboratorio.

È stato determinato il valore del modulo elastico secante sul campione C2-2 secondo le modalità richieste dalla norma UNI EN 12390-13:2013, adottando il metodo A. Le deformazioni sono state misurate mediante gli estensimetri.

I valori di sforzo di precarico, sforzo inferiore e superiore sono stati determinati adottando il valore medio di tensione di rottura dei campioni C2-1 e C2-3.

In Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.8 si riporta:

- l'elemento strutturale investigato;
- il contrassegno del provino;
- la resistenza a compressione di riferimento f_c
- il modulo di elasticità secante iniziale $E_{c,0}$
- il modulo di elasticità secante stabilizzato $E_{c,s}$

Elemento strutturale	Contrassegno	f_c	$E_{c,0}$	$E_{c,s}$
		(MPa)	(MPa)	(MPa)
2-B	C2-2	191.43	31420	36736

Tabella 8 Risultati della prova - Modulo elastico

Di seguito si riporta il grafico per i cicli di precarico e per la determinazione del modulo di elasticità secante iniziale e stabilizzato.

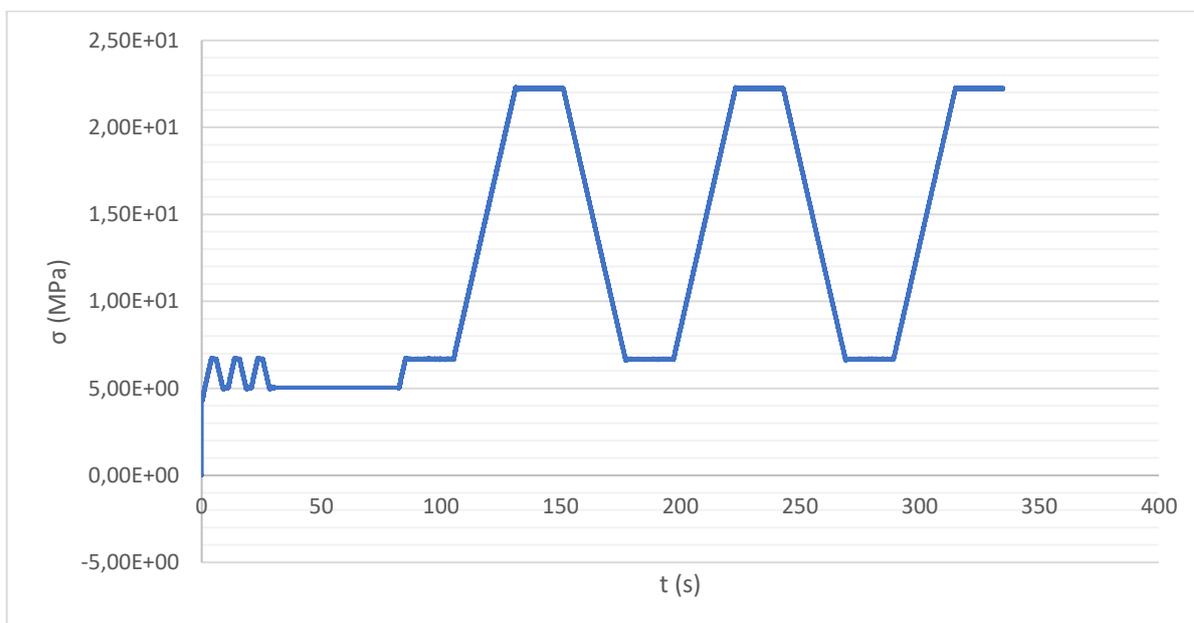


Figura 65 Ciclo per la determinazione del modulo di elasticità secante stabilizzato (Metodo A)

3.4 Prova di trazione su barre di armatura

3.4.1 Caratteristiche meccaniche acciaio

L'acciaio presenta uguale resistenza a trazione e a compressione. Le prove per determinarla sono condotte sottoponendo a trazione barre di lunghezza standardizzata. Non si effettuano prove a compressione perché si avrebbero rilevanti problemi di stabilità. La prova viene condotta imponendo lo spostamento e misurando il carico corrispondente. I risultati si riportano in termini di diagramma sforzi-deformazioni. Il tratto lineare si conclude quando la tensione raggiunge il valore f_y , detto tensione di snervamento (yielding). Successivamente si ha un brusco incremento di deformazione a tensione costante (snervamento) fino al valore ϵ_h , oltre il quale si ha una ripresa detta incrudimento (hardening). La tensione cresce fino al valore massimo f_t che rappresenta la resistenza a trazione (tensile strength) e corrisponde alla deformazione ϵ_t . Oltre questo valore, le deformazioni crescono con carico decrescente, accompagnate da una visibile riduzione di sezione (strizione o necking). La deformazione ϵ_t rappresenta l'allungamento percentuale totale a carico massimo. Viene indicata con il simbolo A_{gt} dalle NTC08 ed è misurata dopo la rottura del provino in adiacenza alla sezione di rottura. Il valore assunto da questo parametro è strettamente legato al requisito di duttilità.

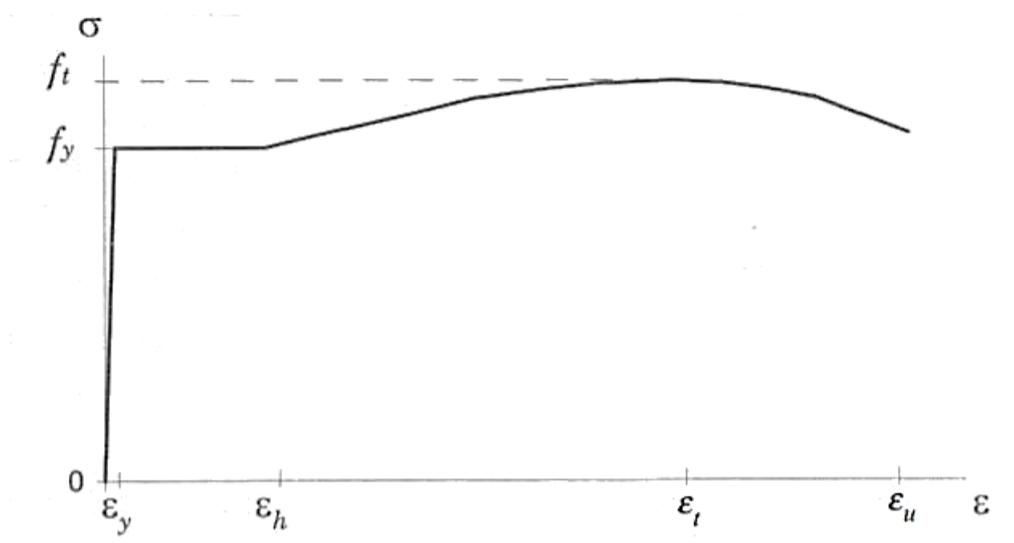


Figura 66 Esempio grafico sforzo-deformazioni

3.4.2 Prova di trazione

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza della struttura, è necessario identificare la classe di resistenza dell'acciaio. Nel caso specifico, mediante i documenti originali acquisiti si sono presi in esame tre tipologie di barre di armatura dell'edificio 1, la colonna di tipo Asx, B e C, aventi rispettivamente diametro $\phi 16$, $\phi 16$ e $\phi 18$.

La prova per la determinazione della resistenza a trazione dei provini di acciaio è stata condotta mediante una macchina a trazione conforme alle normative vigenti.



Figura 67 Macchina per prova a trazione barre d'acciaio.

Le prove sono state eseguite in conformità alle indicazioni sui pilastri 1-Asx, 1-B e 1-C del Capannone 1. Le prove sono state eseguite in conformità alle indicazioni contenute nella norma UNI EN ISO 15630-1. Si riportano in tabella i risultati delle prove.

	Elemento strutturale	Contrassegno	A	Toll. Sez.	F _y	f _y	F _t	f _t	F _t /F _y	A _{gt}
			(mm ²)	(%)	(kN)	(MPa)	(kN)	(MPa)	(-)	(%)
Capannone 1	1-A	1/d16	201.06	-0.5	90.7	451.0	136.5	679.0	1.51	12.8
	1-B	2/d16	201.06	-0.6	86.8	431.7	124.2	617.5	1.51	14.4
	1-C	3/d18	254.47	-1.4	115.0	452.0	181.5	713.3	1.58	11.2

Tabella 9 Risultati di prova - trazione su armatura

A: Sezione effettiva.

Toll.Sez.: Scostamento percentuale dell'area della sezione trasversale dall'area nominale.

F_y : Carico di snervamento.

f_y : Tensione di snervamento.

F_t : Carico massimo.

f_t : Tensione al carico massimo.

A_{gt} : Allungamento percentuale totale al carico massimo.

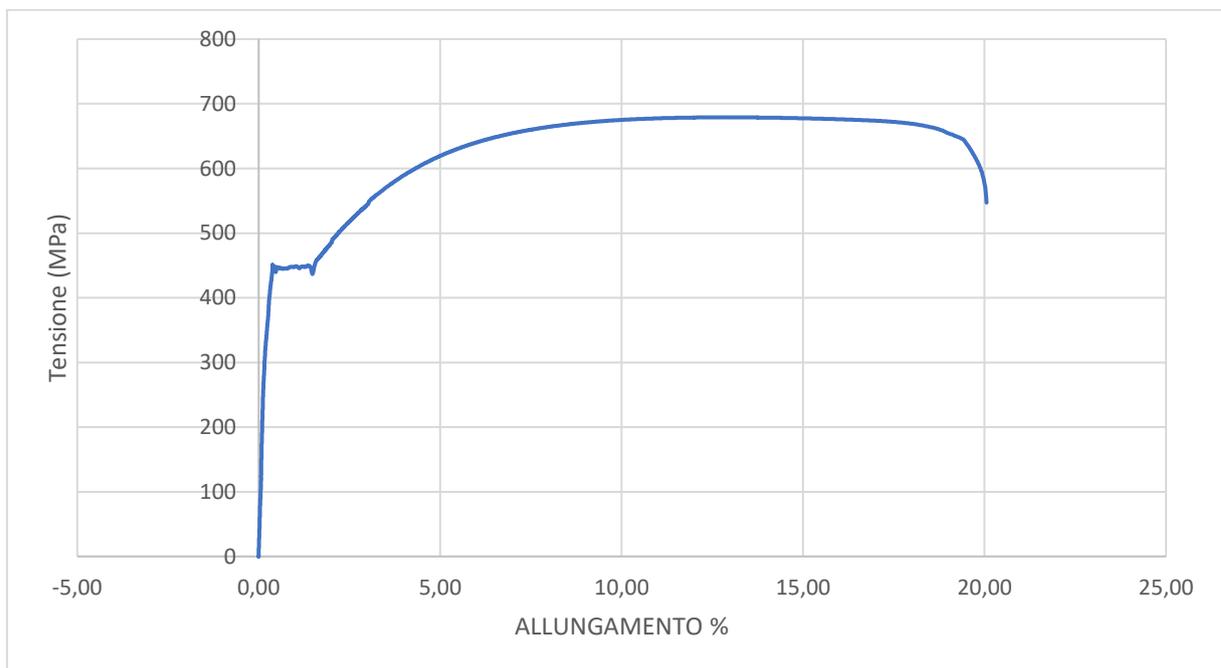


Figura 68 Grafico deformazione-tensione del provino 1

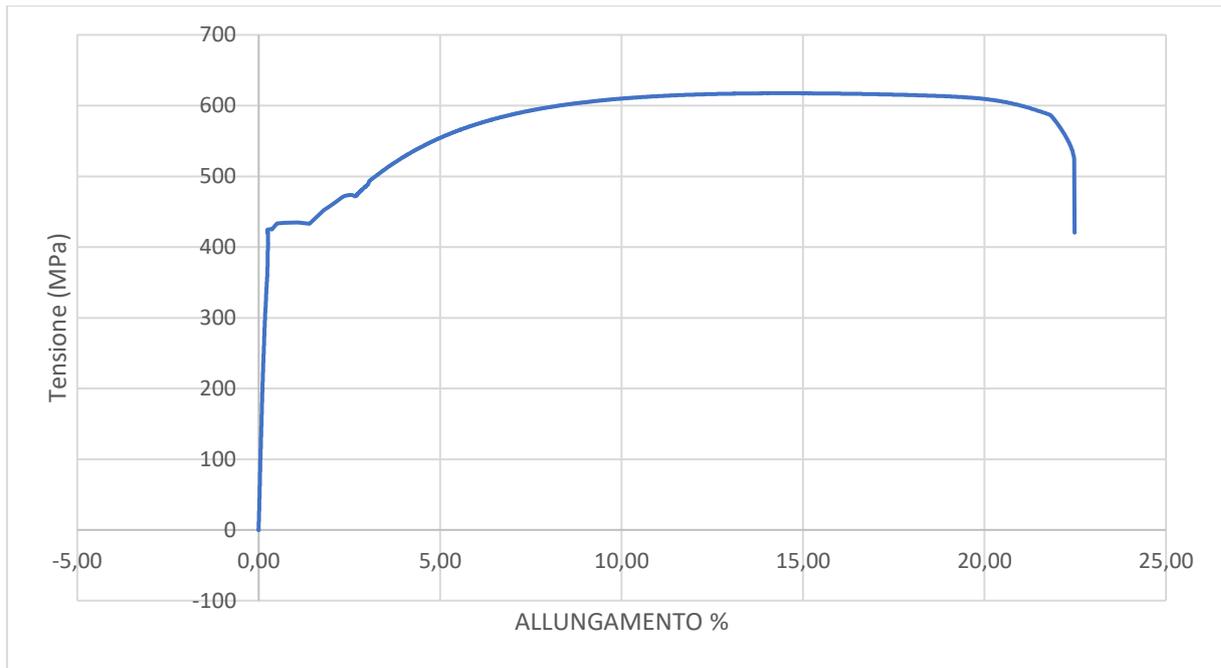


Figura 69 Grafico deformazione-tensione del provino 2

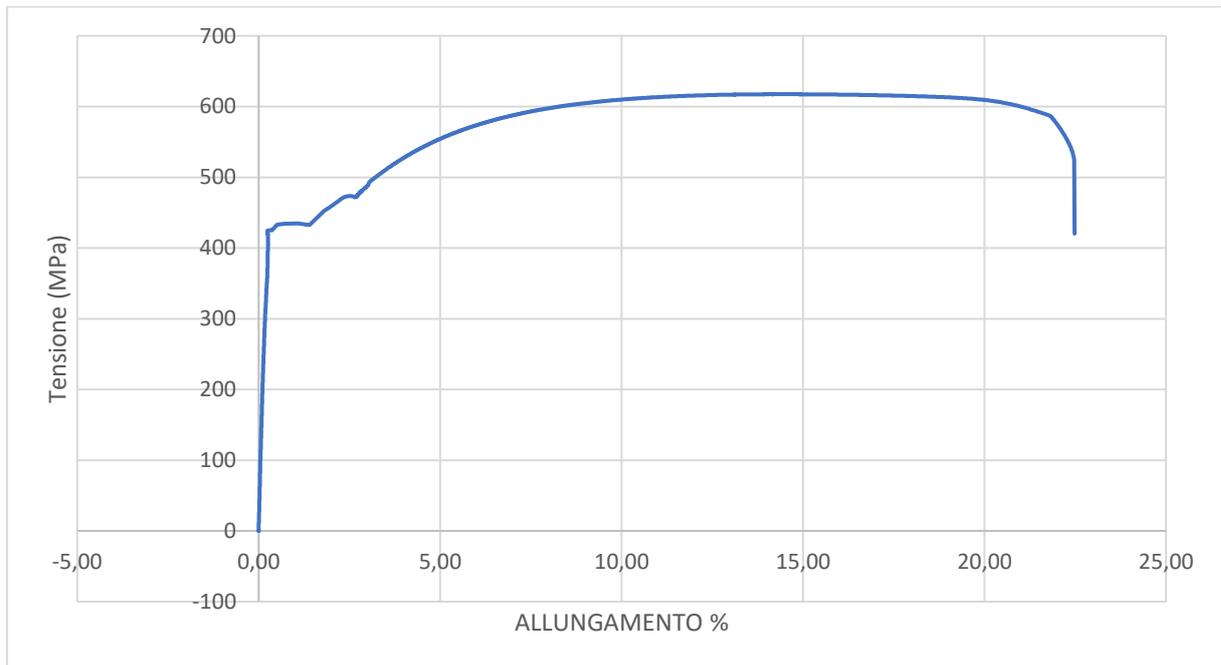


Figura 70 Grafico deformazione-tensione del provino 3

Inoltre, si riporta di seguito la documentazione fotografica che attesta l'allungamento di ogni provino, a cui aggiungere circa +0.3 mm di incertezza dovuta allo strumento di misura.



Figura 71 Allungamento del provino 1



Figura 72 Allungamento del provino 2



Figura 73 Allungamento del provino 3

CAPITOLO 4

ANALISI SISMICA - CASO DI STUDIO

Alla luce delle premesse fatte si è condotta un'analisi sismica di entrambe le strutture attraverso la modellazione dello stesso mediante un programma di calcolo fornito dallo studio Aveng engineering dell'ing. F. Velardo, che mi ha permesso di affrontare codesto caso di studio.

Il programma di calcolo utilizzato è FaTA-e30, prodotto e distribuito da Stavec srl con sede in Bovalino (RC). Esso è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici tridimensionale multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in acciaio, in legno (massiccio e/o lamellare) o in muratura.

Per la modellazione del complesso industriale sono state fatte delle semplificazioni geometriche relative alla trave a doppia pendenza, ipotizzando una sezione media tra la rispettiva altezza massima e minima e modellando una sezione unica rettangolare.

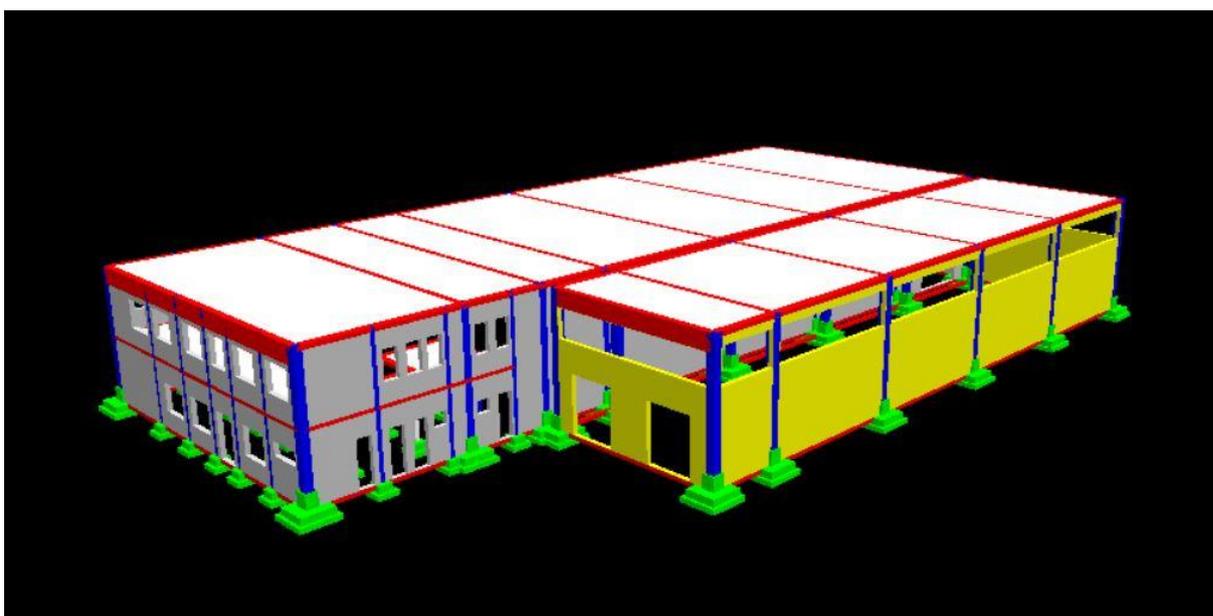


Figura 74 Modellazione del complesso industriale mediante il software FaTA-e.

4.1 Parametri sismici

4.1.1 Parametri sismici del sito

Prima di procedere con l'analisi vera e propria della struttura in questione, è opportuno focalizzare l'attenzione sul territorio in cui l'edificio è ubicato.

Coordinate del sito

Latitudine **45°08'55.3**

Longitudine **7°45'02.3**

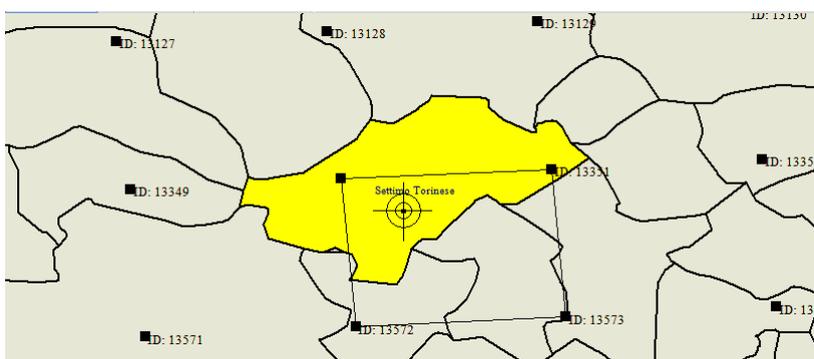


Figura 75 Localizzazione del sito.

Di seguito viene riportata una descrizione sintetica della categoria di sottosuolo del sito, individuata mediante le Prove MASW analizzate nel capitolo 2.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Tabella 10 Stralcio della tabella 3.2.II NTC/08 - Categoria di sottosuolo

4.1.2 Parametri sismici dell'edificio

La vita nominale di una opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 11 Stralcio tabella 2.4.I NTC/08 - Vita nominale per diversi tipi di opere.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 12 Stralcio paragrafo 2.4.2 NTC/08 - Classi d'uso

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R , che si ricava per ciascun tipo di costruzione moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 13 Stralcio da tabella 2.4.II NTC/08 - Valori del coefficiente d'uso C_U

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per le costruzioni non regolari in altezza.

Tipologia	q_0	
	CD" B "	CD" A "
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella 14 Stralcio tabella 7.4.1 NTC/08 - Valori di q_0

Tipologia Edificio	α_u/α_1
Strutture a telaio o miste equivalenti a telaio	
Strutture a telaio di un piano	1.1
Strutture a telaio multipiano ad una campata	1.2
Strutture a telaio multipiano a più campate	1.3
Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti	
Strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale	1.0
Altre strutture a pareti non accoppiate	1.1
Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti	1.2

Tabella 15 Stralcio tabella da NTC/08

K_R	Tipologia Strutturale
1.0	Edifici Regolari in Altezza
0.8	Edifici Non Regolari in Altezza

Tabella 16 Valori di K_R da NTC/08

4.1.3 Spettri per le verifiche agli stati limite

Gli spettri di progetto saranno differenti per i diversi tipi di stato limite da verificare.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

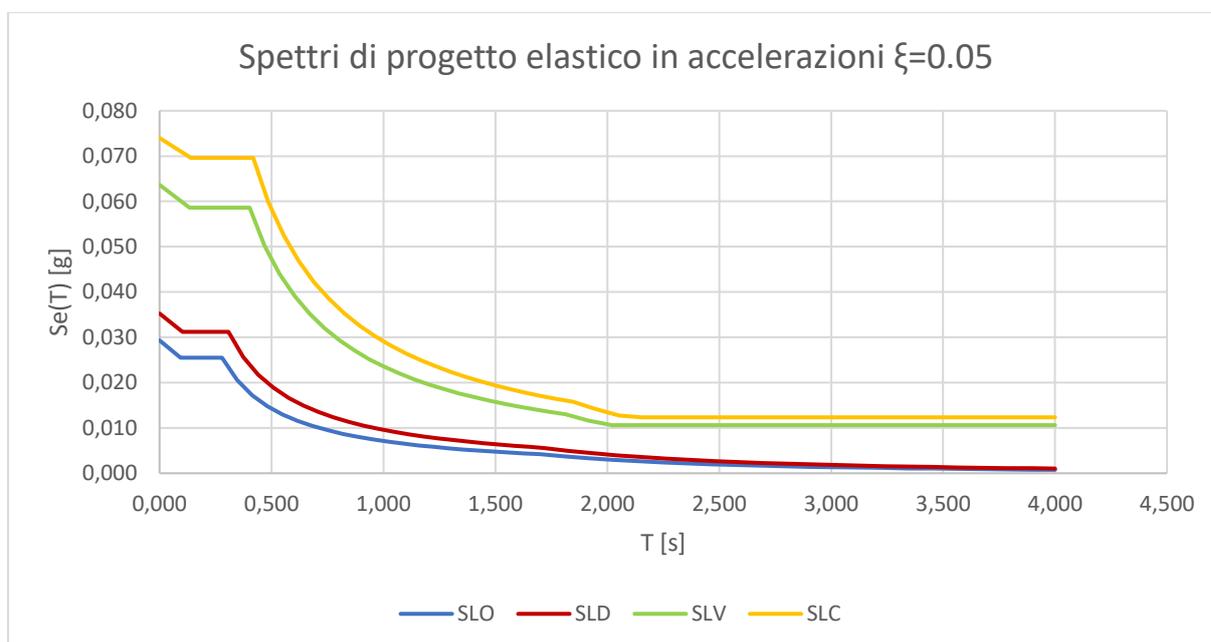
- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato limite di collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La probabilità di superamento dell'accelerazione al suolo nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente tabella:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 17 Stralcio tabella 3.2.1 NTC/08 - P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Di seguito sono riportati gli spettri di progetto elastico in accelerazione, al 5% di smorzamento, relativi al caso di studio.



4.2 Modellazione Capannone industriale

4.2.1 Modello assunto per il calcolo

L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare.

Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi).

Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcato rigido, in funzione della reale presenza di solai continui atti ad irrigidire tutto l'impalcato.

Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso.

4.2.2 Materiali utilizzati

I materiali, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sono considerati omogenei ed isotropi e sono definiti dalle seguenti caratteristiche: peso per unità di volume, modulo elastico, coefficiente di Poisson, coefficiente di dilatazione, e tutte le caratteristiche meccaniche, utili alle verifiche strutturali dettate dalla normativa.

Nome	Classe	Rck [daN/cm ²]	α	ps [daN/m ³]	αt [1/°C]	Ec [daN/cm ²]	FC	$\alpha m, c$	Ect/Ec	fck [daN/cm ²]	fcm [daN/cm ²]	fed SLU [daN/cm ²]	fedt SLU [daN/cm ²]	fed SLD [daN/cm ²]	fedt SLD [daN/cm ²]	fctk,0.05 [daN/cm ²]	fctm [daN/cm ²]	$\alpha e2$ [%]	$\alpha cu2$ [%]
Cls C45/55	C45/55	550	0.15	2500	1.0E-005	362831.9	1.00	1.50	0.50	450.0	-	255.0	17.7	382.5	26.6	26.6	38.0	2.00	3.50
Cls 20/25	C20/25	250	0.15	2500	1.0E-005	299619.5	-	1.50	0.50	200.0	-	113.3	10.3	170.0	15.5	15.5	22.1	2.00	3.50

Tabella 18 Caratteristiche dei tipi di calcestruzzo presenti

Nome	Tipo	αm	FC	Es [daN/cm ²]	fyk [daN/cm ²]	ftk [daN/cm ²]	fd SLU [daN/cm ²]	fd SLD [daN/cm ²]	fd SLE [daN/cm ²]	k	αud [%]
Barre B450C	B450C	1.15	-	2100000.0	4500.0	5400.0	3913.0	4500.0	3913.0	1.00	10.00

Tabella 19 Caratteristiche acciaio per C.A.

Nome	Tipo	Malta	α	αt [1/°C]	FC	αm	αRd	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	f _{bk} [daN/cm ²]	f _{bk,Or} [daN/cm ²]	f _k - f _m [daN/cm ²]	f _{vk0} [daN/cm ²]	f _{vk,lim} [daN/cm ²]	$\alpha 0$ [daN/cm ²]	ps [daN/m ³]
Muratura	Laterizio	M10	0.30	1.0E-005	-	3.00	-	67000.00	26800.00	150.00	15.00	67.00	2.00	21.00	0.60	1800.00

Tabella 20 Caratteristiche della muratura - Tamponamenti.

È possibile visionare i dettagli dei materiali della struttura esistente nel capitolo 3, a seguito delle prove condotte su provini di cls e acciaio estratti.

4.2.3 Modellazione elementi strutturali in FaTA-e30

Il primo passo effettuato per avviare la modellazione del complesso industriale è il rilievo dell'esistente mediante la posizione effettiva degli elementi strutturali; dunque, è stato effettuato un sopralluogo ed è stato rilevato mediante distanziometri, rollina metrica e schizzi manuali. Successivamente è stata definita più dettagliatamente l'intera struttura mediante un software di disegno, che ha permesso un ragionamento preciso per la modellazione strutturale.

Si riporta in fig. 75 - 76 il rilievo planimetrico degli edifici industriali.

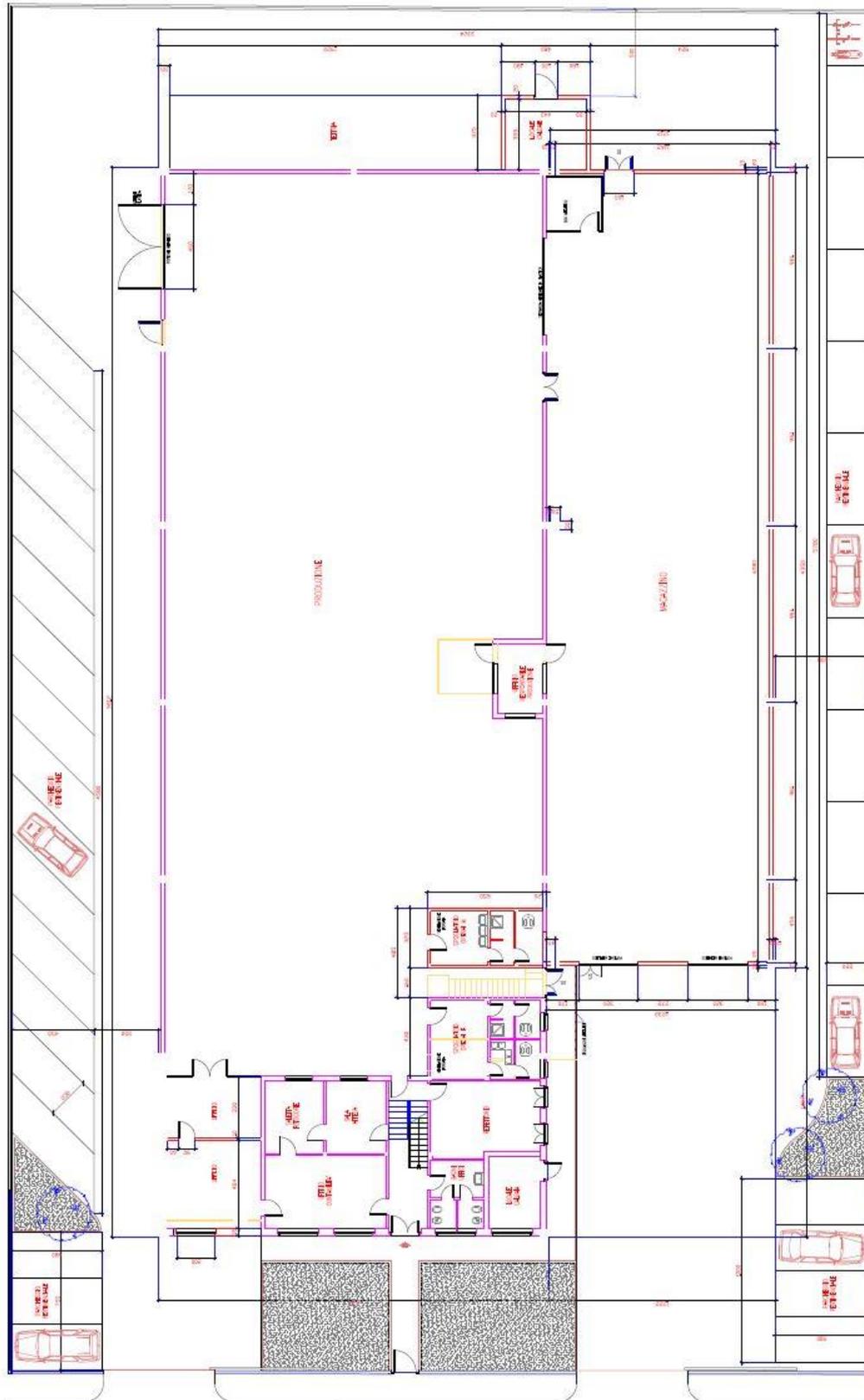


Figura 77 Rilievo planimetrico degli edifici industriali – Piano Terra, non in scala

Sono state, in seguito, definite le sezioni degli elementi strutturali: colonne, plinti, travi, solaio intermedio per una parte dell'edificio 1, il solaio di copertura, e le tamponature per entrambi gli edifici.

Colonne

Sono state individuate tre sezioni significative nell'edificio. L'edificio 1 è composto da un impalcato per la zona uffici, per cui sono stati integrati i pilastri principali del capannone (45*55 cm) con colonne aventi un ingombro meno rilevante (25*25 cm).

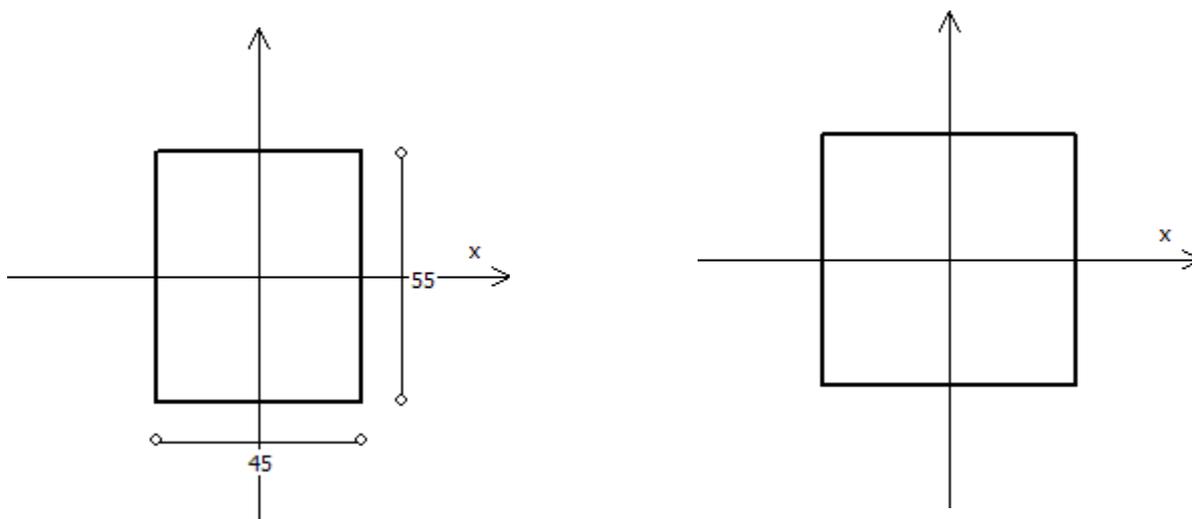


Figura 78 A sinistra Sezione rettangolare colonna principale, a destra sezione quadrata 25*25 cm - Edificio 1

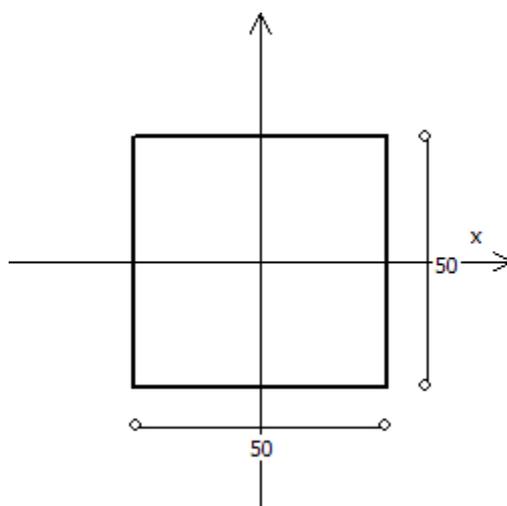


Figura 79 Sezione quadrata colonna 50*50 cm - Edificio 2

Plinti di fondazione

In maniera analoga, sono state individuate tre tipologie per ogni tipologia di colonna. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche di ognuno

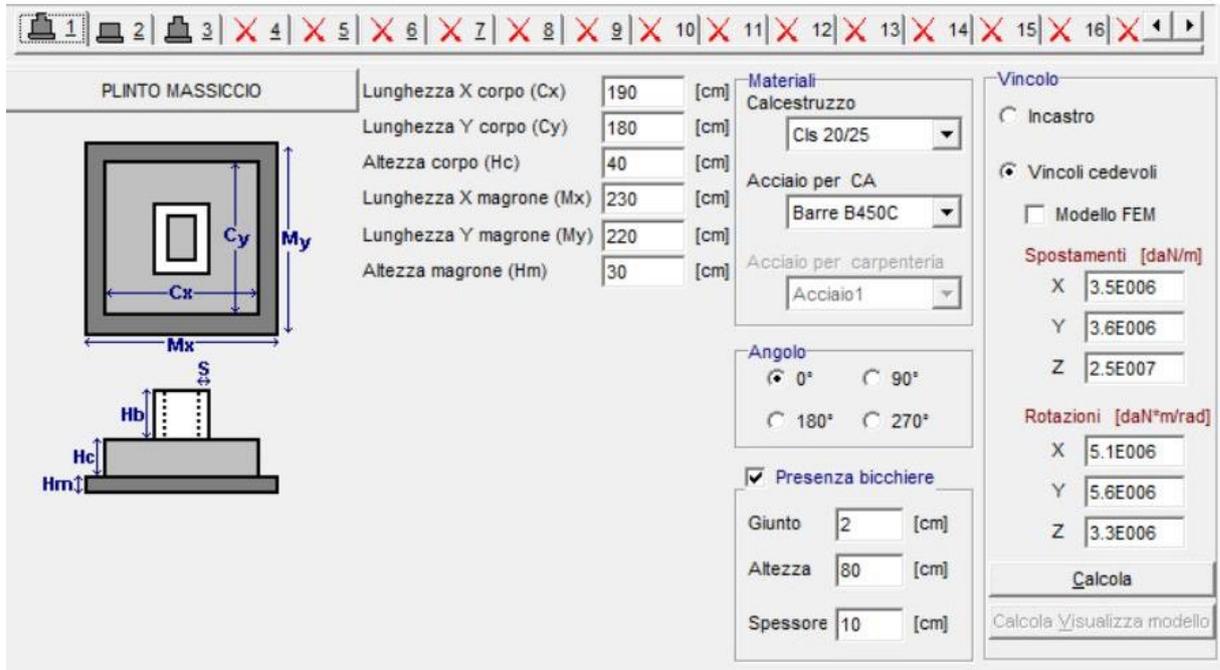


Figura 80 Dettaglio preso dal software - Plinto a bicchiere per colonna 45*55 cm dell'edificio 1

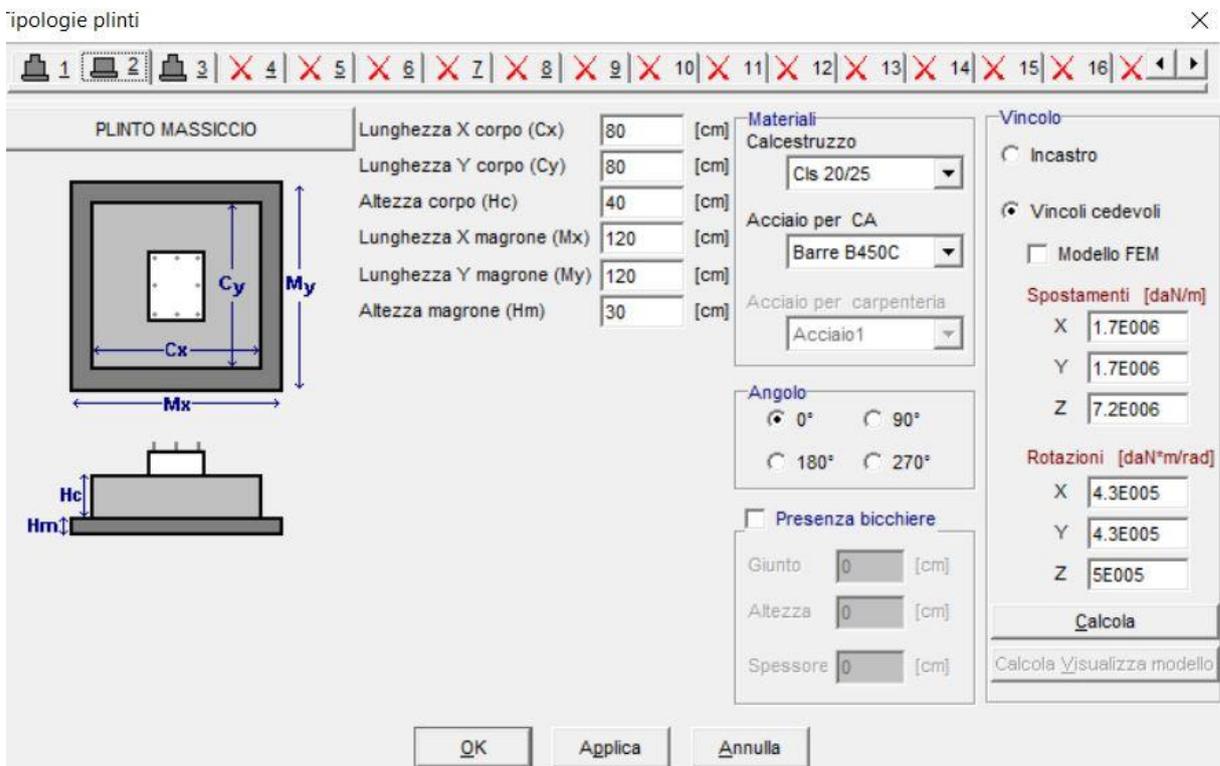


Figura 81 Dettaglio preso dal software - Plinto colonna 25*25 cm dell'edificio 1

Tipologie plinti

PLINTO MASSICCIO

Lunghezza X corpo (Cx)	185	[cm]
Lunghezza Y corpo (Cy)	185	[cm]
Altezza corpo (Hc)	40	[cm]
Lunghezza X magrone (Mx)	225	[cm]
Lunghezza Y magrone (My)	225	[cm]
Altezza magrone (Hm)	30	[cm]

Materiali

Calcestruzzo: C45/55

Acciaio per CA: Barre B450C

Acciaio per carpenteria: Acciaio1

Angolo

0° 90°
 180° 270°

Presenza bicchiere

Giunto: 2 [cm]

Altezza: 80 [cm]

Spessore: 10 [cm]

Vincolo

Incastro

Vincoli cedevoli

Modello FEM

Spostamenti [daN/m]

X: 3.5E006
 Y: 3.5E006
 Z: 2.5E007

Rotazioni [daN*m/rad]

X: 5.3E006
 Y: 5.3E006
 Z: 3.3E006

Calcola

Calcola Visualizza modello

OK Applica Annulla

Figura 82 Dettaglio preso dal software - Plinto a bicchiere per colonna 50*50 cm dell'edificio 2

Trave

Gli edifici sono composti da una copertura a doppia pendenza. A seguito di un confronto tra un rilievo in sito e dei documenti originali recepiti, si è verificato che la dimensione della trave principale dell'edificio 1 è caratterizzata da un'altezza massima pari a 1.88 m e minima pari a 0.68 m. Per semplicità di modellazione è stato ritenuto necessario prendere come riferimento una sezione intermedia tra le due, per approssimare una sezione rettangolare unica e lineare, dalle dimensioni 40*120 cm.

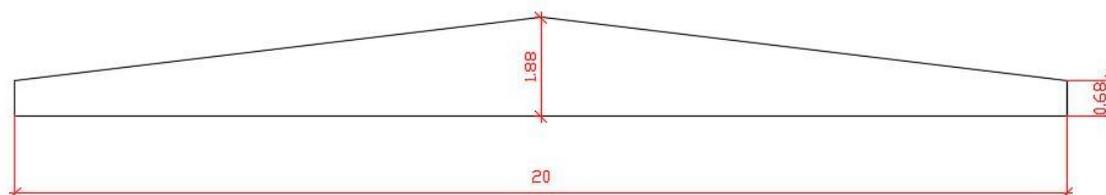


Figura 83 Schematizzazione trave di copertura - Edificio 1 - dimensioni in metri

Per l'edificio 2 è stata presa come riferimento la stessa sezione rettangolare, avendo circa le stesse dimensioni massime e minime di sezioni.

Solaio

La struttura è formata da un solaio intermedio a spessore per la zona uffici presso l'edificio 1, avente dimensioni pari a 21 cm.

Il solaio di copertura è formato da tegoli armati e da uno strato impermeabilizzante, dunque per la modellazione si è assunto un piano continuo, calcolando il carico di entrambi gli elementi.

Tamponature

Durante la modellazione è stato preso in considerazione anche la realizzazione di chiusure verticali, poiché il loro contributo influenza la rigidezza della struttura.

L'edificio 1 è costituito da pareti in muratura, per cui è stata modellata mediante una mesh con passo 100 con l'opzione muratura come materiale.

L'edificio 2 è costituito da tamponature in pannelli orizzontali, che sono state modellate armandole adeguatamente in c.a.

Inoltre, sono state modellate le aperture per ogni tamponamento, per ottenere una corretta risposta sismica e prendendo in considerazione ogni foro presente realmente.

È importante considerare anche che nella modellazione è stata inserita la corretta armatura di ogni elemento strutturale grazie ai dati strutturali ed architettonici reperiti e alle prove condotte in sito.

Collegamento trave-pilastro

Nel paragrafo 2.4 si è analizzata la struttura durante un sopralluogo e sono state eseguite delle analisi visive critiche di essa. In particolare, il nodo trave-pilastro è uno tra i dettagli che è stato subito messo in evidenza, in quanto esso risulta essere efficace per i carichi verticali, ma essendo la trave semplicemente appoggiata all'interno del pilastro, in caso di sisma questo comporta lo scorrimento della trave (vedi fig.83).

Per tale ragione si è ritenuto opportuno schematizzare nella modellazione tale nodo con un vincolo interno agli estremi della trave che possa permettere lo spostamento lungo la direzione della trave stessa e la rotazione lungo l'asse ortogonale ad esso. Si riporta di seguito una schematizzazione più dettagliata dei vincoli definiti.

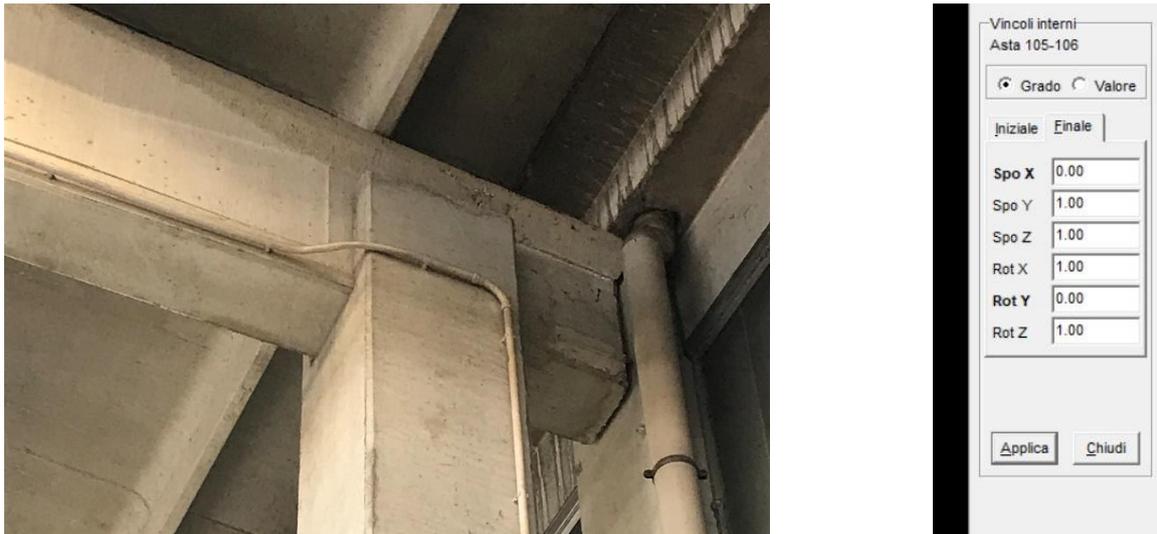


Figura 84 A sinistra foto del dettaglio nodo trave-pilastro, a destra la schematizzazione del vincolo applicato alla modellazione.

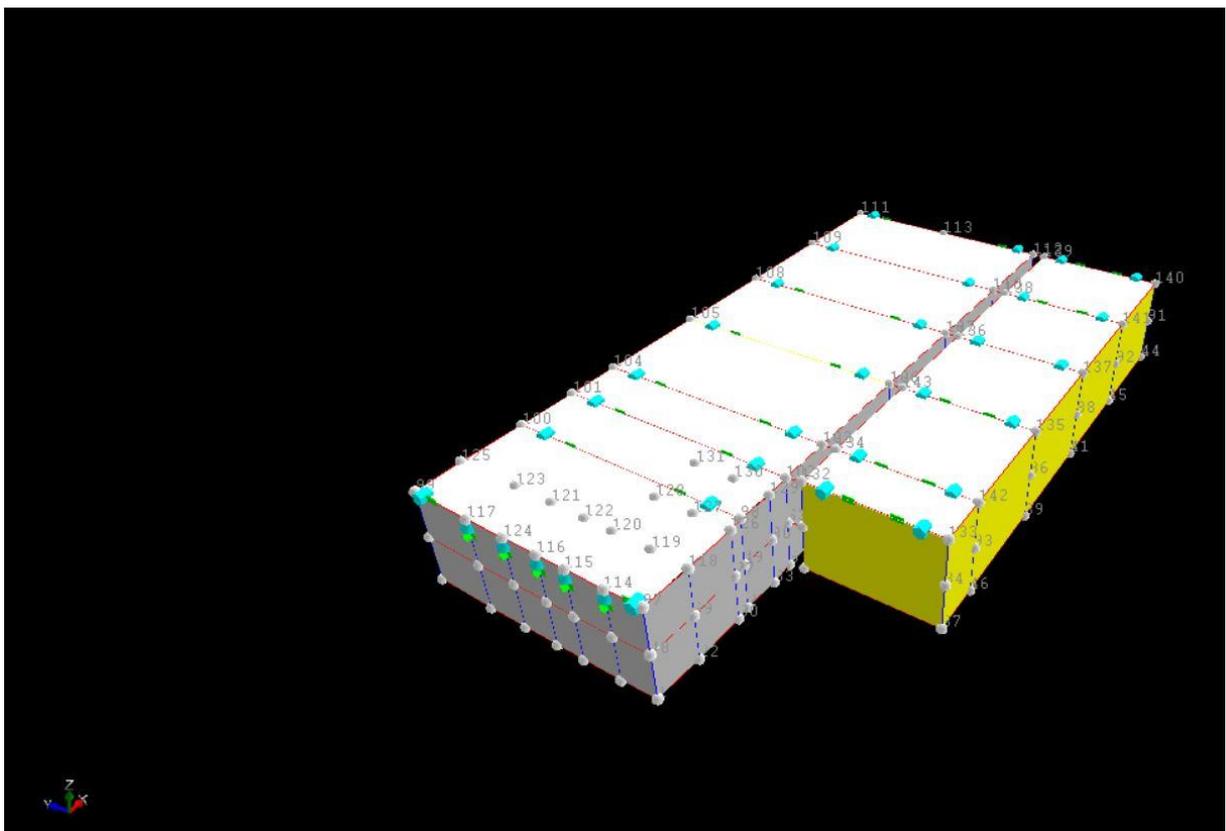


Figura 85 Modellazione dei vincoli interni con terna di riferimento in basso a sinistra.

4.2.4 Analisi dei carichi

Il calcolo risolutivo della struttura è stato effettuato utilizzando un sistema di equazioni lineari (di dimensioni pari ai gradi di libertà), secondo la relazione:

$$\underline{u} = [\underline{K}]^{-1} \underline{F}$$

dove: \underline{F} = vettore dei carichi risultanti applicate ai nodi;

\underline{u} = vettore dei cinematismi nodali;

$[\underline{K}]$ = matrice di rigidezza globale.

Tale analisi è stata ripetuta per tutte le condizioni presenti sulla struttura, identificati dai vettori dei carichi relativi a:

- carichi permanenti;
- carichi d'esercizio;
- delta termico;
- torsioni accidentali;
- carichi utente.

In particolare, si è analizzata l'entità del carico dovuto al solaio intermedio presente in una zona dell'edificio 1, per la presenza della zona uffici e quella del solaio di copertura dovuta alla presenza contemporanea di tegoli e uno strato di lamiera impermeabilizzante costituito da un pannello sandwich.

Solaio intermedio

Peso proprio	277 daN/m ²
Carico d'esercizio	200 daN/m ²
Carico permanente	100 daN/m ²
Incidenza tramezzi	100 daN/m ²

Solaio di copertura

Peso proprio	tegoli	84 daN/m ²
	Pannello sandwich	10.3 daN/m ²
Carico d'esercizio		200 daN/m ²
Carico permanente		100 daN/m ²
Incidenza tramezzi		100 daN/m ²

4.2.5 Combinazione dei carichi

La formula di combinazione sismica, agli SLU e agli SLE, fornita dalla normativa è la seguente:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- E è l'azione sismica;
- G1 è il carico permanente strutturale;
- G2 è il carico permanente non strutturale;
- P è la precompressione;
- Q_{k1} è il carico variabile dominante;
- Q_{ki} è il carico variabile;
- γ indica i coefficienti parziali di sicurezza (tabella 21);
- Ψ indica i coefficienti di combinazione (tabella 22).

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 21 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU dalla NTC/08 tab. 5.2.V

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Tabella 22 Coefficienti di combinazione ψ delle azioni dalla NTC/08 tab. 5.2.VI

4.2.6 Baricentro delle masse e delle rigidezze

Il centro delle masse viene determinato mediante la teoria della geometria delle aree, attraverso i momenti statici S_X e S_Y della geometria del solaio i quali, divisi per l'area totale del solaio, permettono di ottenere rispettivamente Y_G e X_G , coordinate del baricentro del solaio e del centro delle masse dello stesso, rispetto ad un'origine di assi fissato a priori per la determinazione dei momenti statici.

$$S_x = \sum W_i \cdot y_i \quad S_y = \sum W_i \cdot x_i$$

dove:

- x_i è la distanza dal baricentro dell' i -esimo poligono rispetto l'asse y ;
- y_i è la distanza dal baricentro dell' i -esimo poligono rispetto l'asse x ;
- W_i è la massa dell' i -esimo poligono.

$$x_G = \frac{\sum S_y}{W_{tot}} \quad y_G = \frac{\sum S_x}{W_{tot}}$$

dove:

- W_{tot} ottenuto dalla somma algebrica delle masse dei singoli poligoni.

È noto che per la loro natura le forze sismiche sono applicate nei baricentri delle masse, che, per la maggior parte degli edifici ordinari, possono essere considerati coincidenti con i baricentri geometrici degli impalcati. Quindi, ai vari piani dei fabbricati la posizione del baricentro delle masse dipende dalla forma geometrica dell'impalcato e viene determinata con i metodi forniti dalla geometria delle masse, attraverso le seguenti formule:

$$x_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \quad y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

dove:

- A_i è l'area delle figure semplici (rettangoli, triangoli ecc.), in cui può scomporsi l'impalcato.
- X_i ed Y_i sono le coordinate dei baricentri delle aree A_i , rispetto ad un sistema di assi cartesiani, scelto sempre in modo da contenere, per semplicità di calcolo, l'impalcato tutto nel 1° quadrante.
- $\sum A_i$ è l'area totale dell'impalcato.

Si definisce baricentro delle rigidezze, o centro elastico dell'impalcato, C , il punto d'applicazione della risultante R delle reazioni elastiche delle colonne, ovvero il baricentro delle rigidezze delle stesse, e, quindi, il punto rispetto al quale il momento statico delle rigidezze secondo gli assi x (K_{xi}) ed y (K_{yi}), riguardate come vettori, è nullo.

Attraverso la modellazione della struttura nel programma è stato possibile individuare in automatico il baricentro delle rigidezze per ogni edificio.

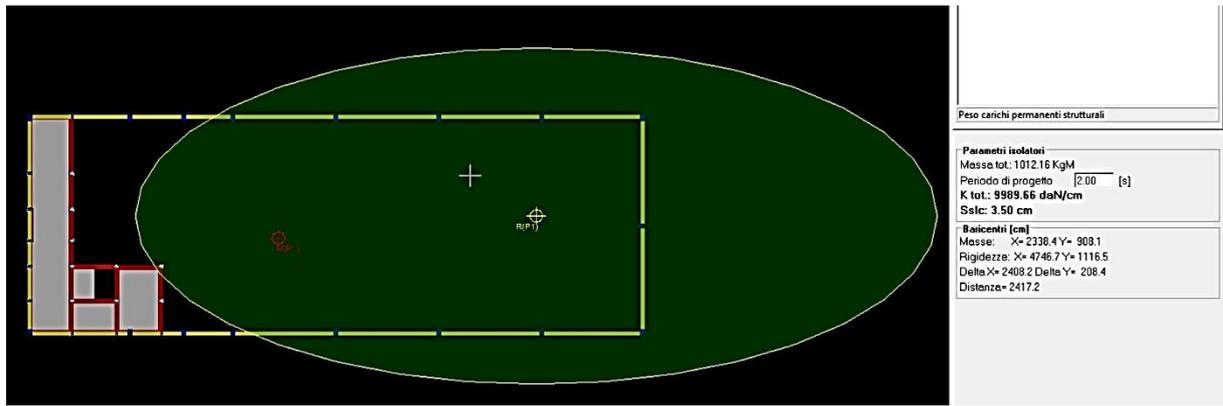


Figura 86 Baricentro delle rigidezze e delle masse - Edificio 2

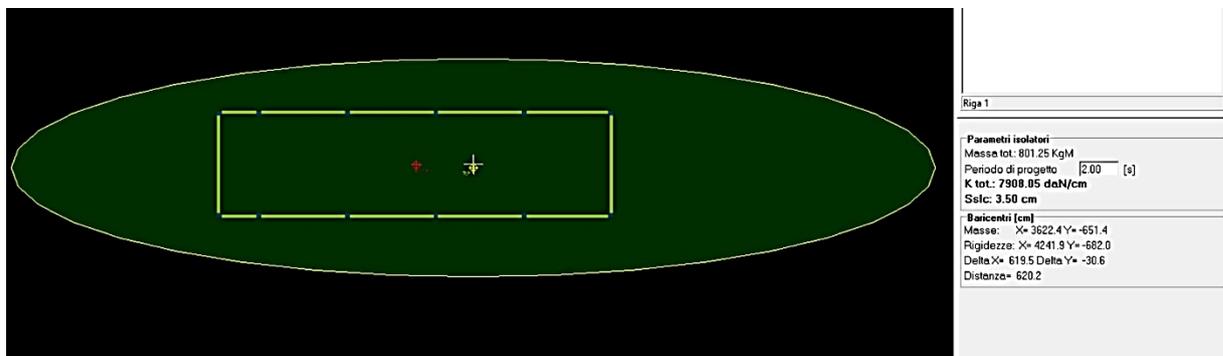


Figura 87 Baricentro delle rigidezze e delle masse - Edificio 2

Ove il punto in rosso rappresenta il baricentro delle masse ed il punto in giallo rappresenta il baricentro delle rigidezze.

Imp. Reale	Rigidezze			Centro Massa		Centro Rigidezza	
	Rig X [KN/cm]	Rig Y [KN/cm]	Rig. Tors. [KNcm]	X [cm]	Y [cm]	xR [cm]	yR [cm]
1	125030	22314	3115582576 23	2338.4	908.1	4750.1	1116.9
2	67754	5040	1505578950 5	2704.5	845.6	574.6	47.8

Tabella 23 Tabella relativa al centro di massa e rigidezza - Edificio 1

4.3 Determinazione del livello di conoscenza e fattori di confidenza

Nel caso degli edifici esistenti in muratura la conoscenza delle caratteristiche geometriche e costruttive può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, tenendo conto anche della ampiezza e della rilevanza dell'edificio in esame. Le NTC del 2008 organizzano la qualità della conoscenza su tre possibili livelli, in funzione di un minore o maggiore approfondimento della conoscenza del manufatto. A ciascun livello di conoscenza (LC1 superficiale, LC2 adeguata e LC3 approfondita) è associato un corrispondente valore per il "fattore di confidenza" (rispettivamente: 1,35, 1,20 e 1,00). Tale valore verrà impiegato per dividere i valori di resistenza così da ottenere il valore da utilizzare per le analisi e le verifiche. A livelli di conoscenza maggiori corrispondono fattori di confidenza più bassi, che portano a poter impiegare nei calcoli, per la stessa muratura, un valore maggiore per la resistenza. Gli argomenti attraverso i quali si definisce il livello di conoscenza sono tre:

- la geometria;
- i dettagli costruttivi;
- le proprietà dei materiali.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo <i>ex-novo</i>	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3	completo	Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 24 Stralcio tabella relativa la livello di conoscenza e fattori di confidenza

4.4 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare può essere effettuata sia per integrazione dell'equazione del moto che in forma modale. La prima si applica conoscendo una serie di accelerogrammi di progetto che caratterizzano il sito, la seconda viene elaborata partendo da massa, rigidità, smorzamento e spettri di risposta convenzionali.

Nel caso dell'analisi dinamica la forza sismica è funzione del periodo di oscillazione.

Tale analisi consiste:

- Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- Nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati i modi con massa partecipante significativa, superiore al 5%, aventi somma superiore all'85% (90% secondo EC8) della massa partecipante totale.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente.

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij}) \left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij} \right]} \quad \square$$

Ove:

- ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

La risposta strutturale è funzione della massa modale partecipante secondo la seguente relazione:

$$u_i^{max} = \phi_i q_i^{max} = \frac{\Gamma_i}{\omega_i^2} \phi_i S_e(T_i, \xi_i)$$

Successivamente essi devono essere combinati fra loro mediante la seguente equazione:

$$\mathbf{u}_{\max}^{(SRSS)} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (\mathbf{u}_i^{(\max)})^2} \quad \mathbf{u}_{\max}^{(CQC)} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \mathbf{u}_{i,\max}^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \rho_{ij} \mathbf{u}_{i,\max} \mathbf{u}_{j,\max}}$$

Alla luce di quanto spiegato, nel caso di studio, è stata effettuata questo tipo di analisi sulla struttura.

4.5 Risultati ottenuti da analisi sismica

La modellazione completa della struttura ha permesso l'elaborazione del calcolo mediante FaTA-e30, ed è stato ritenuto opportuno calcolare separatamente i due edifici per verificare i modi di vibrare delle due strutture e i rispettivi spostamenti dovuti all'effetto del sisma lungo le due direzioni. Inoltre, il software ha permesso la visualizzazione dei diagrammi del momento flettente, taglio e sforzo normale.

Infine, il software permette di elaborare un ulteriore tipo di calcolo sulla struttura (modulo PGA), che consente il calcolo della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato. Per cui è stato possibile verificare quali sono gli elementi strutturali che raggiungono il collasso sotto l'effetto del sisma. Dopo averli individuati sono state avanzate delle proposte di intervento localizzate in questi ultimi punti.

4.5.1 Modi di vibrare degli edifici

I modi di vibrare del calcolo in oggetto sono i seguenti, con tabelle distinte per ogni edificio del complesso industriale:

Modo	Direzione X			Direzione Y		
	f [Hz]	T [s]	\square_x %	f [Hz]	T [s]	\square_y %
1	3.624	0.276	68.5	1.736	0.576	54.9
2	3.168	0.316	8.7	3.168	0.316	18.7
3	2.866	0.349	8.6	4.783	0.209	5.4
4	-	-	-	5.086	0.197	2.8
5	-	-	-	6.173	0.162	2.5
6	-	-	-	5.749	0.174	2.5
	Totale \square_x ($\geq 85\%$)		85.7	Totale \square_y ($\geq 85\%$)		86.9

Tabella 25 Modi di vibrare relativi all'edificio 1

Modo	Direzione X			Direzione Y		
	f [Hz]	T [s]	\square_x %	f [Hz]	T [s]	\square_y %
1	6.905	0.145	91.8	4.366	0.229	78.8
2	-	-	-	14.477	0.069	6.7
	Totale \square_x ($\geq 85\%$)		91.8	Totale \square_y ($\geq 85\%$)		85.5

Tabella 26 Modi di vibrare relativi all'edificio 2

4.5.2 Spostamenti

Di seguito si riportano graficamente i risultati della simulazione dove si evincono gli spostamenti dei due edifici sottoposti ad azioni sismiche. Da notare come entrambi sono soggetti a deformazione torsionale.

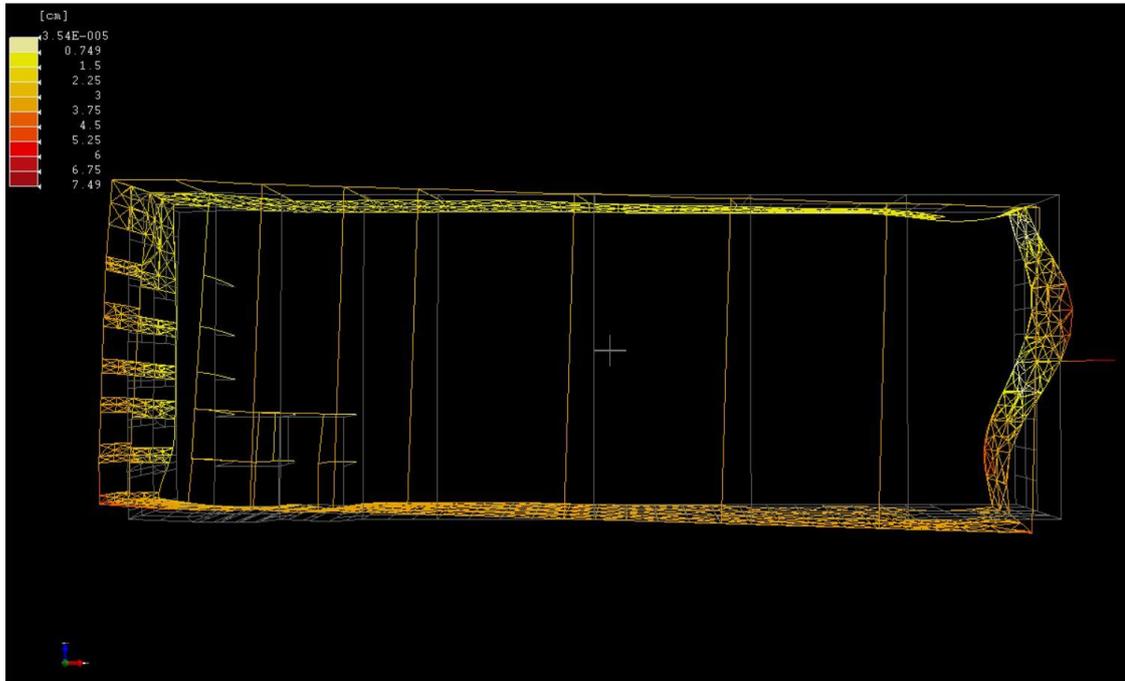


Figura 88 Edificio 1 - Sisma direzione x - modo 1

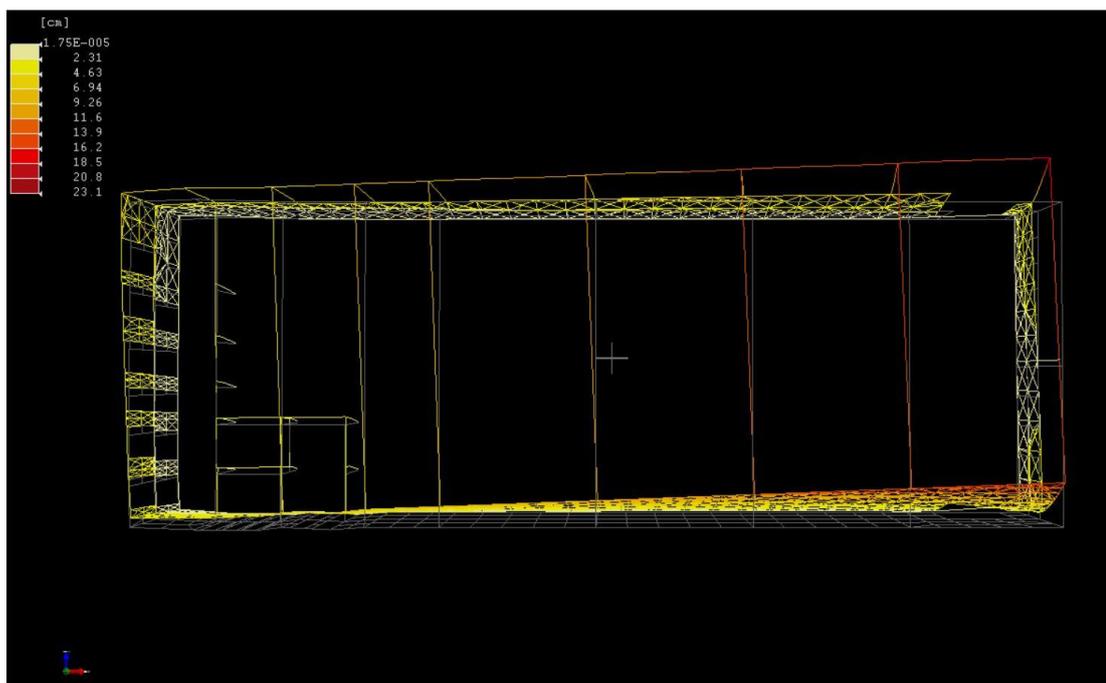


Figura 89 Edificio 1 - Sisma direzione y - modo 1

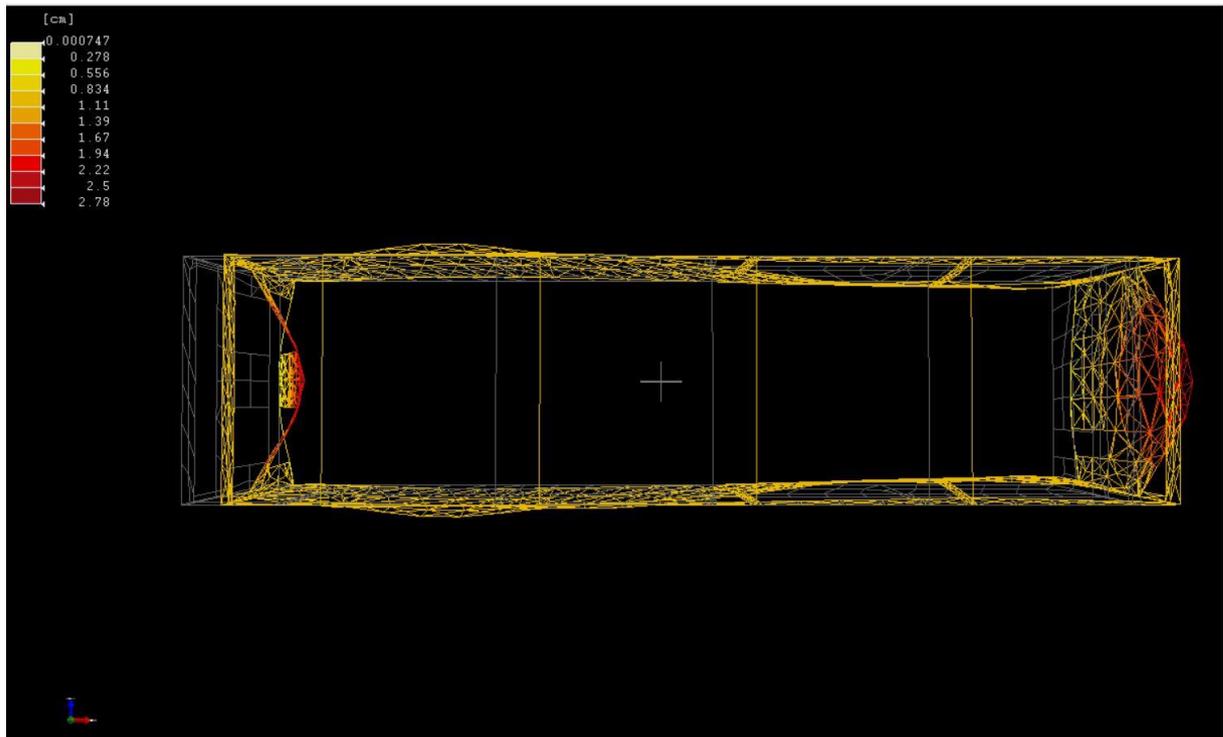


Figura 90 Edificio 2 - Sisma direzione x - modo 1

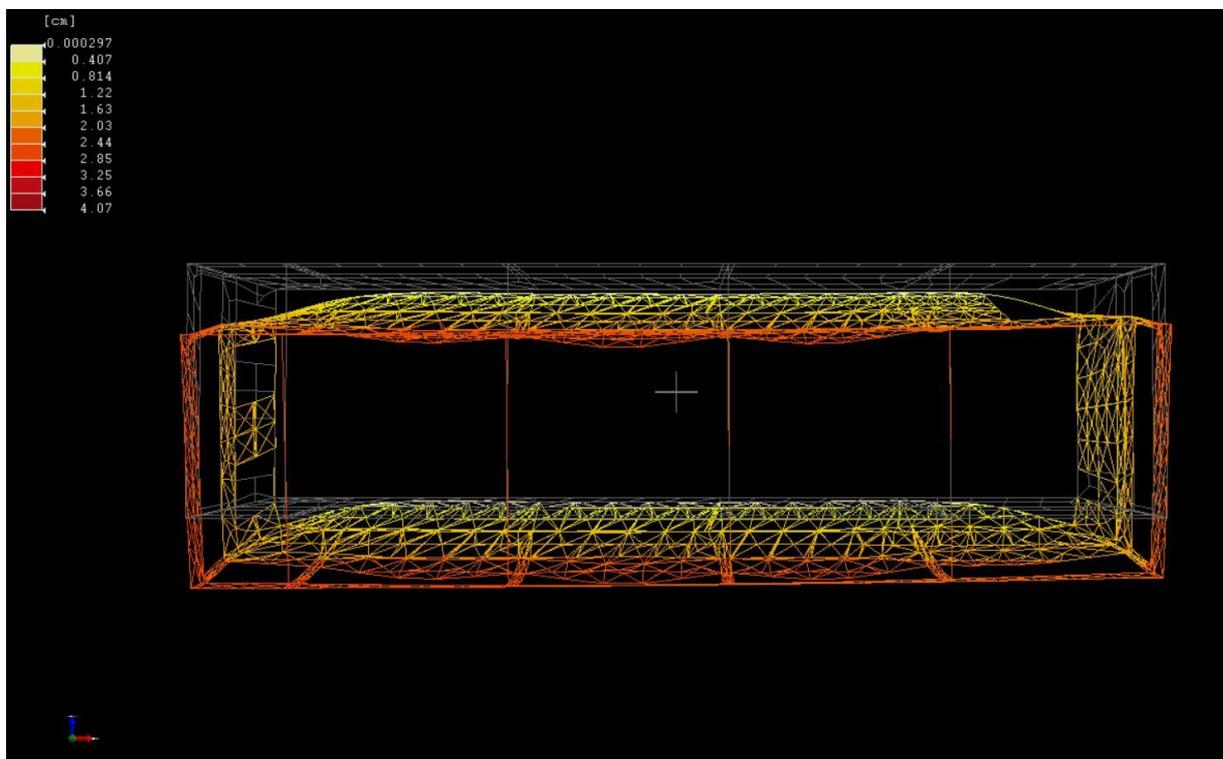


Figura 91 Edificio 2 - Sisma direzione y - modo 1

4.5.4 Sollecitazioni

Di seguito sono riportate graficamente le sollecitazioni a cui sono sottoposte le strutture.

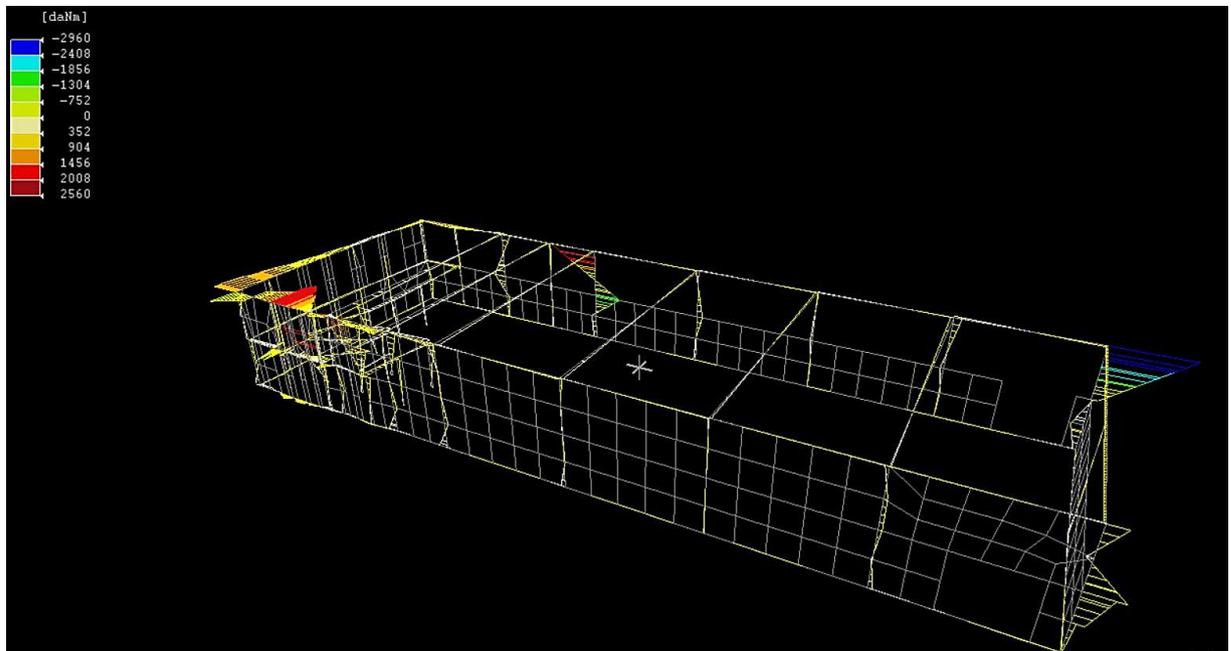


Figura 92 Edificio 1 - Momento flettente 1-2

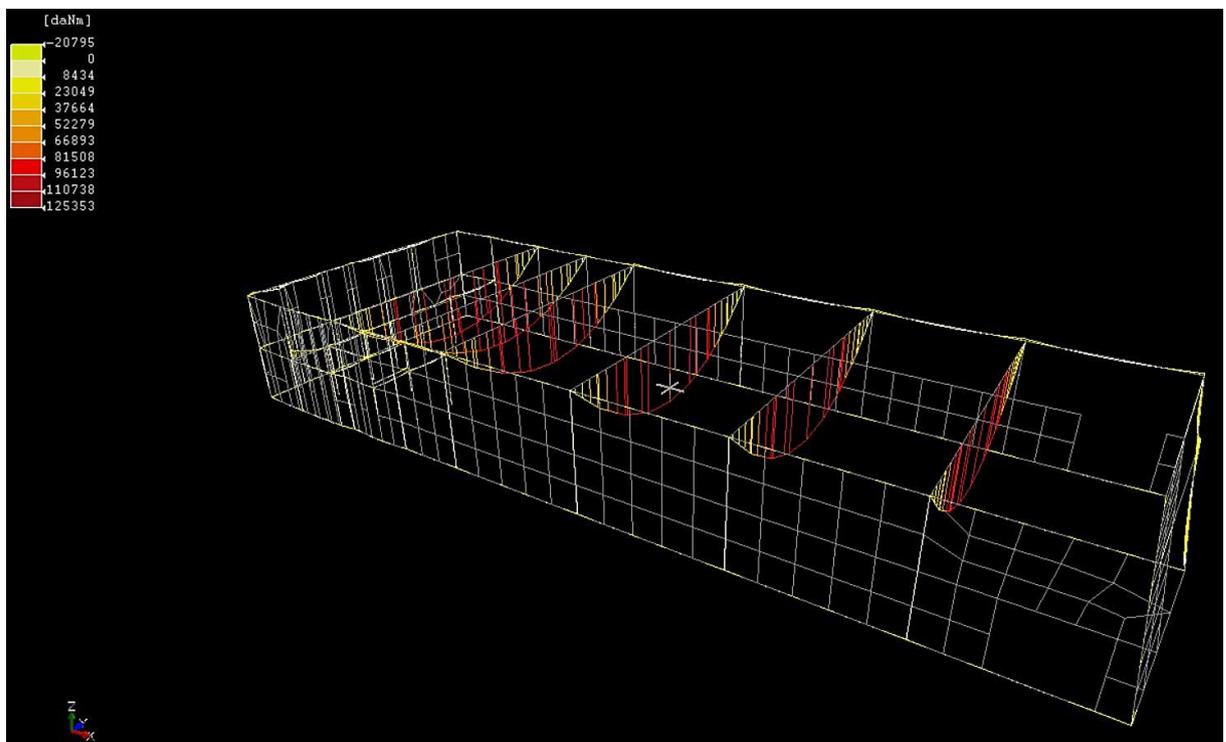


Figura 93 Edificio 1 - Momento flettente 1-3

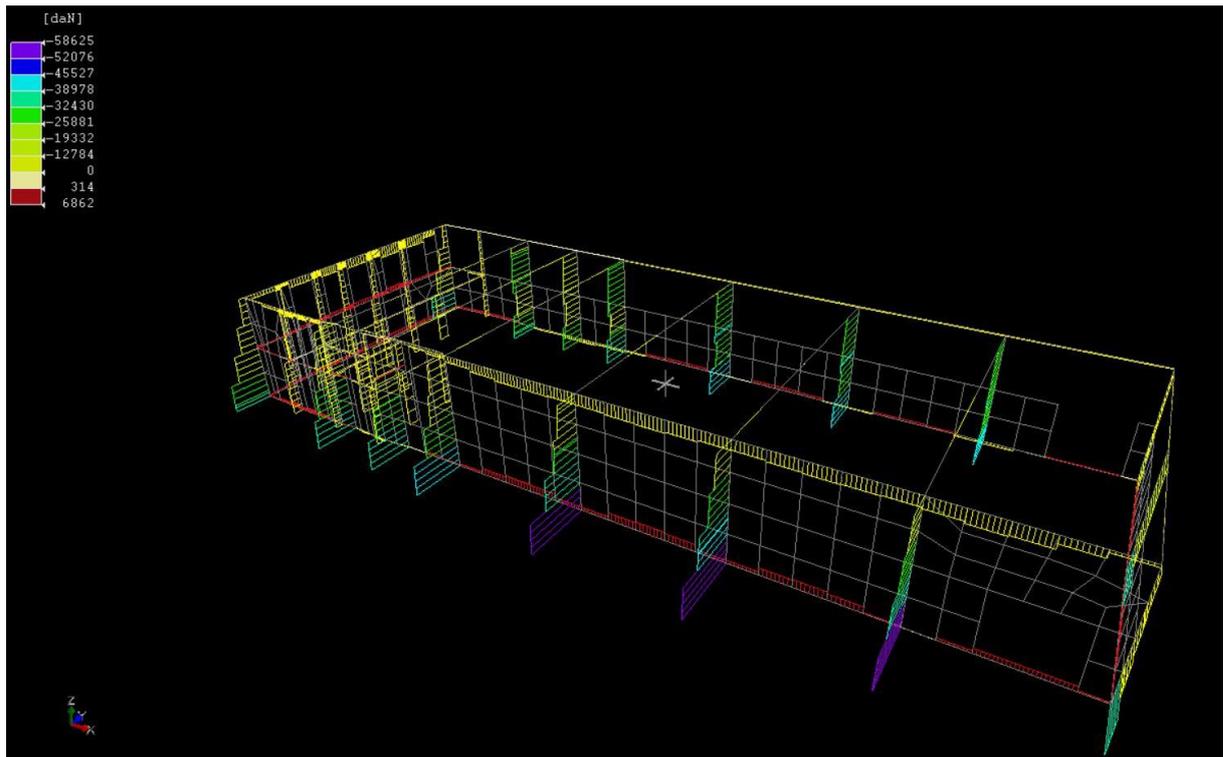


Figura 94 Edificio 1 - Sforzo normale

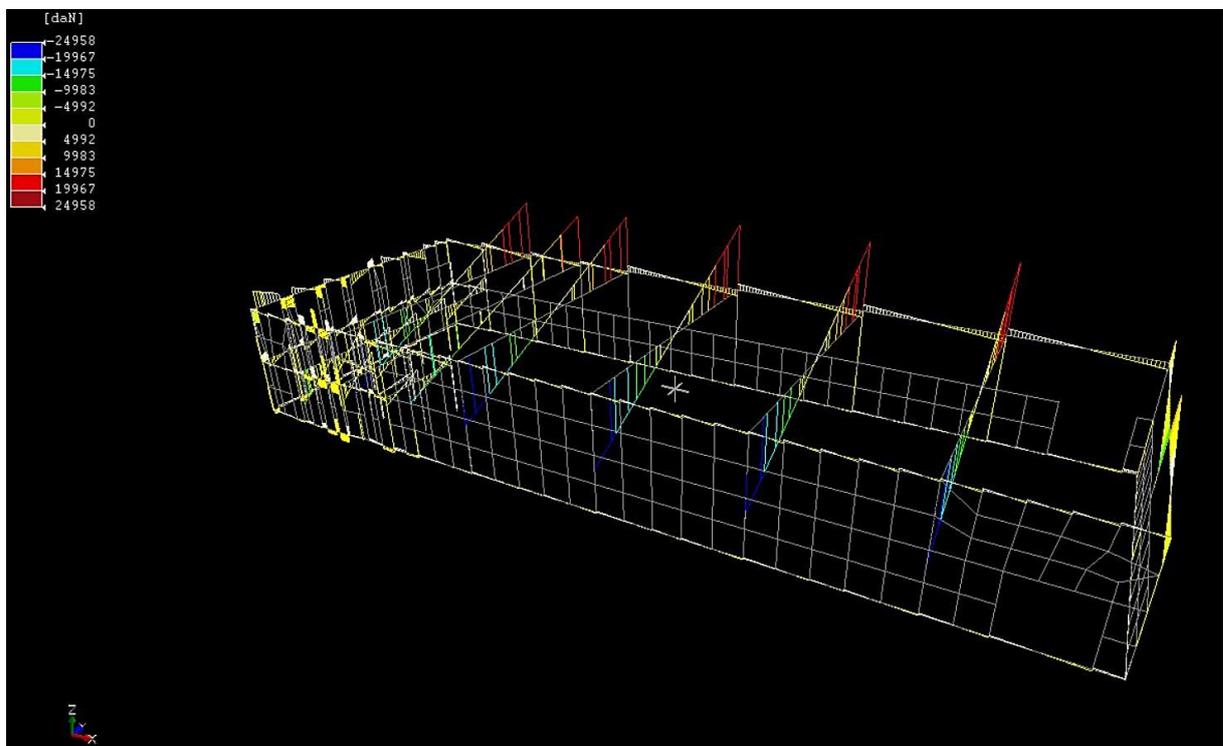


Figura 95 Edificio 1 - Sforzo di Taglio Tz 1-3

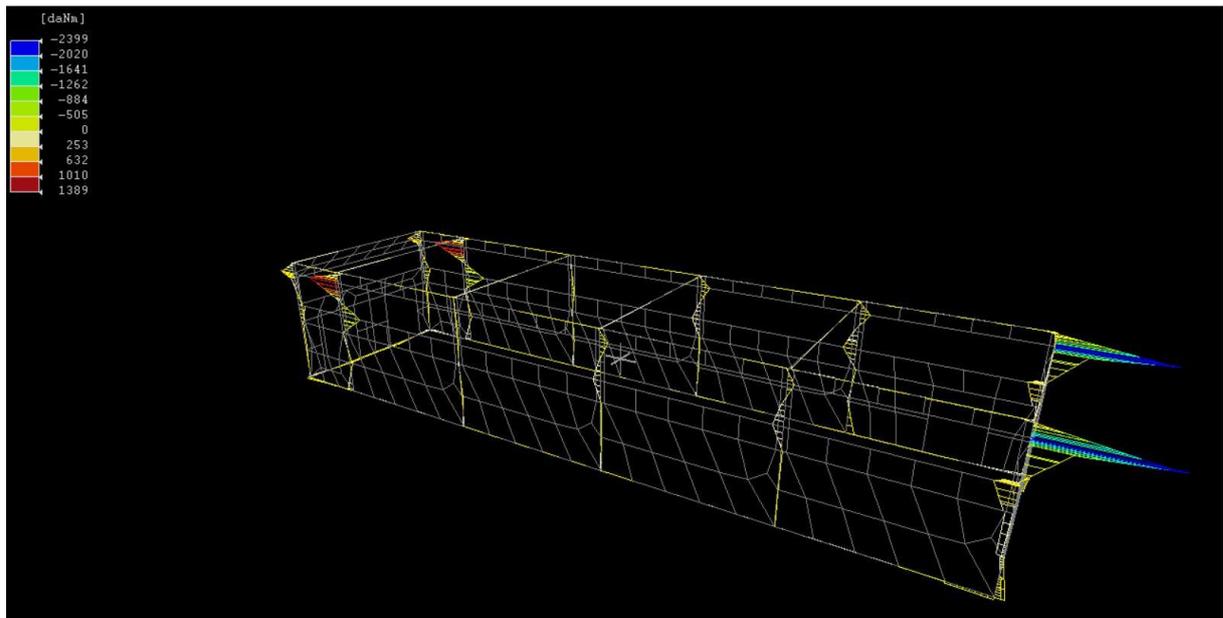


Figura 96 Edificio 2 - Momento flettente 1-2

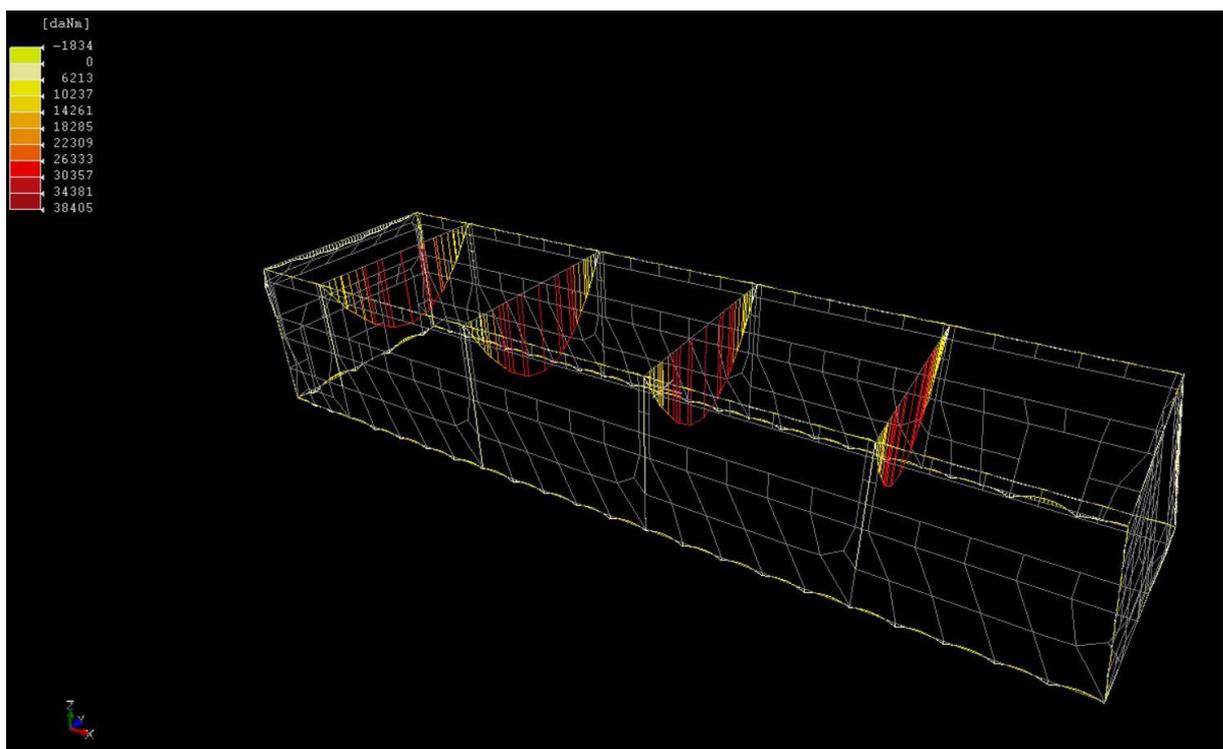


Figura 97 Edificio 2 - Momento flettente 1-3

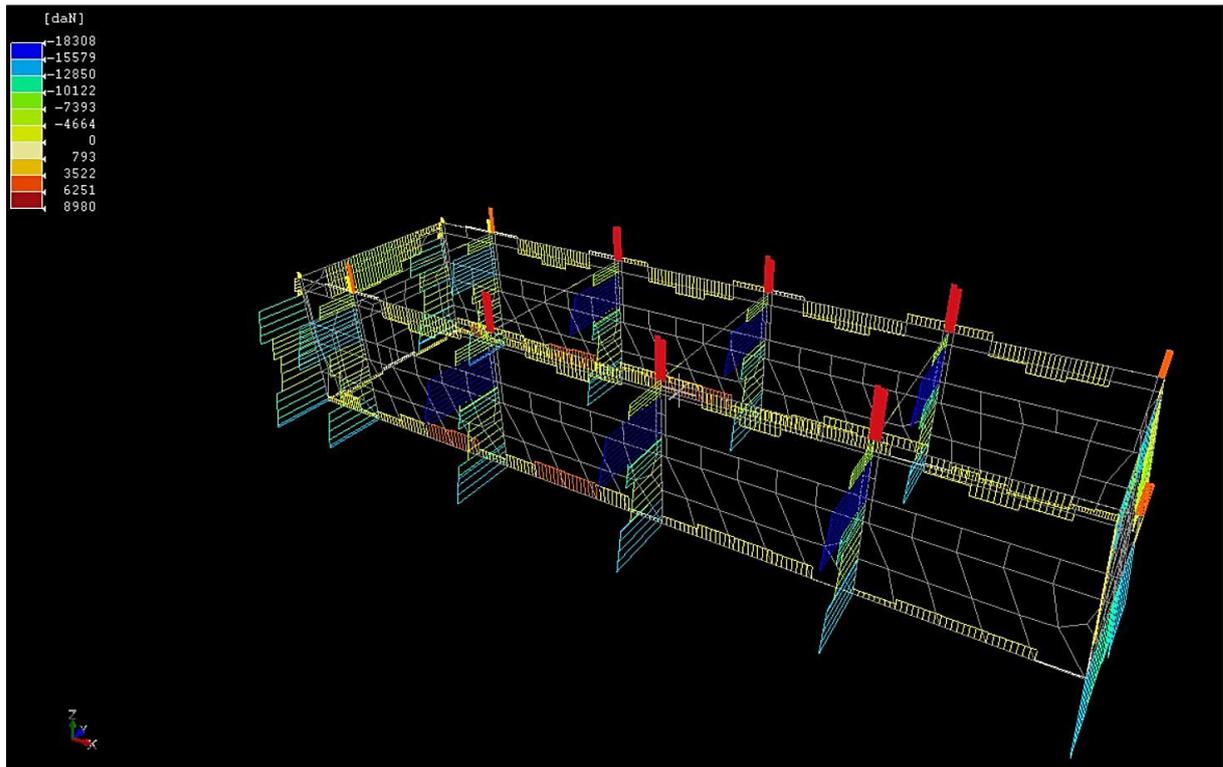


Figura 98 Edificio 2 - Sforzo normale

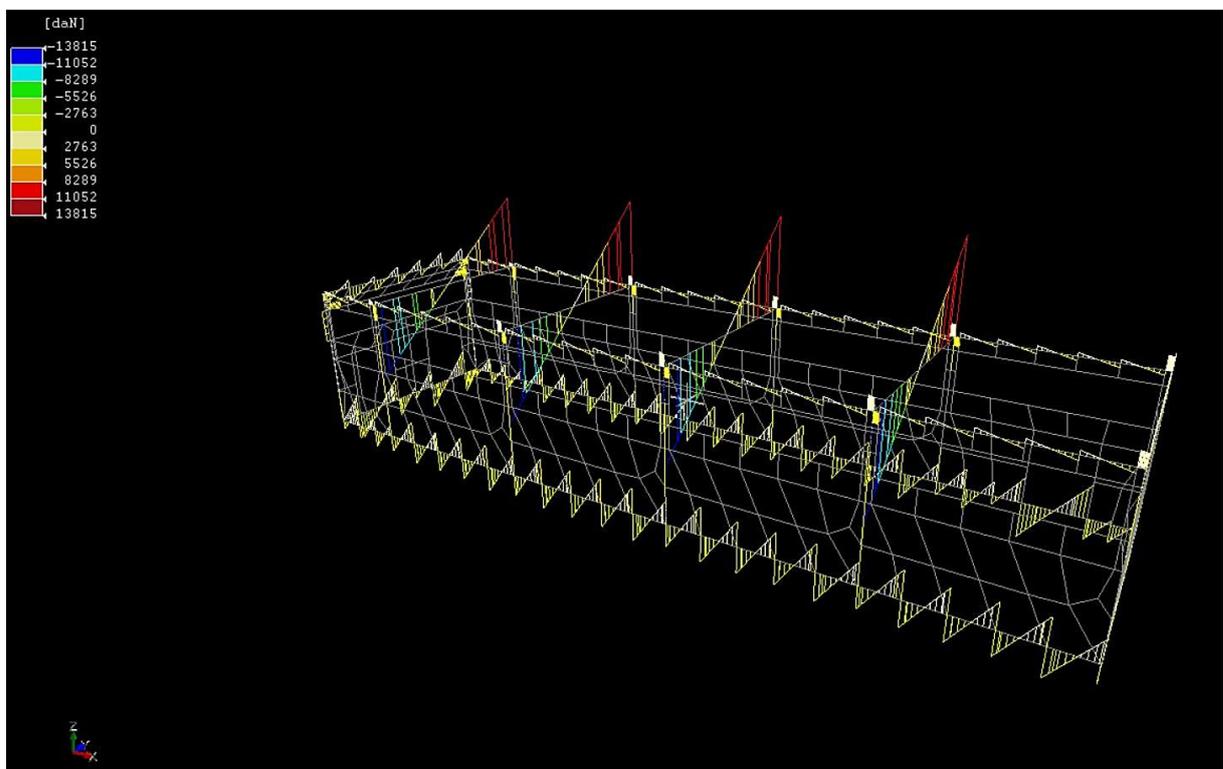


Figura 99 Edificio 2 - Sforzo di taglio Tz 1-3

4.5.5 Elementi strutturali collassati

Come descritto nel paragrafo 4.5, attraverso il software è possibile verificare gli elementi strutturali che raggiungono il collasso a seguito dell'effetto del sisma. Di seguito si riportano i risultati ottenuti, gli elementi in rosso delineano tutti gli elementi che raggiungono il loro stato limite ultimo.

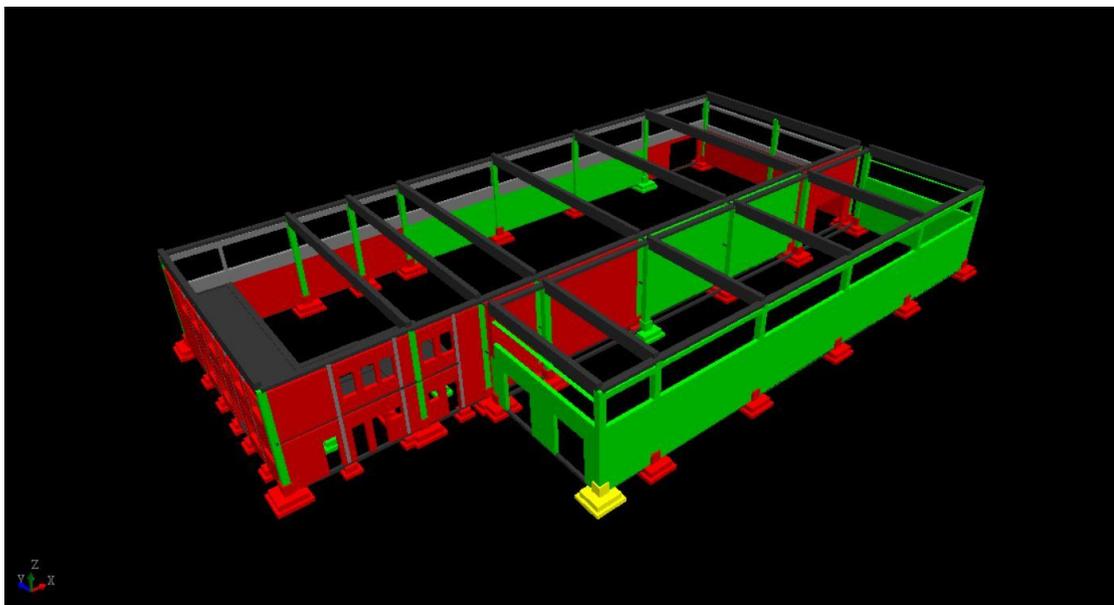


Figura 100 Vista tridimensionale del capannone industriale – Sud Ovest

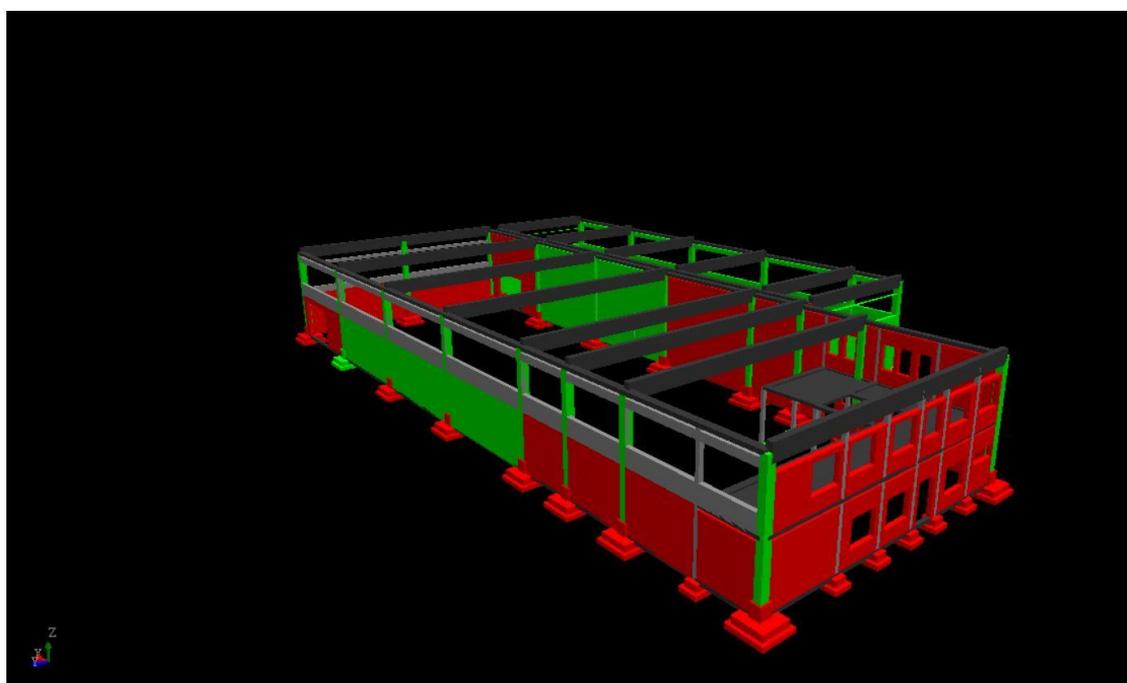


Figura 101 Vista tridimensionale del capannone industriale – Nord Ovest

4.5.6 Analisi dei risultati

Alla luce dei risultati ottenuti si può constatare la veridicità di alcune ipotesi di intervento effettuate dopo il sopralluogo (vedi par. 2.4). Di seguito sono riportati i punti salienti riscontrati.

- Necessità di procedere alla consolidazione dei plinti di fondazione, essendo gli elementi strutturali che giungono al collasso in numero più elevato rispetto agli altri.
È stata anche verificata la possibilità del battuto di pavimentazione di fungere da diaframma per il collegamento delle fondazioni onde garantire l'indeforabilità del piano di fondazione sotto sollecitazione sismica, al fine di dover evitare di dover procedere al collegamento delle fondazioni di ogni pilastro, viste le implicazioni sull'attività produttiva in corso.
- Le analisi eseguite attestano la necessità di intervento lungo le tamponature in muratura dell'edificio 1, inoltre non essendoci un vero e proprio collegamento tra i pannelli orizzontali e le colonne nell'edificio 2, si ritiene opportuno intervenire anche su questi ultimi elementi attraverso dei dispositivi che possano rendere il collegamento saldo tra di loro.
- Le colonne sono gli unici elementi strutturali che non sono soggetti al collasso in caso di sisma per cui non si ritiene utile intervenire. Inoltre, le prove su provini di cls e barre di armatura hanno confermato l'adeguata resistenza conforme alla tipologia usata.
- La mancanza di adeguati collegamenti tra trave e colonna sono dettagli che compromettono la stabilità della struttura durante un sisma, in quanto il tipo di unione tra i due elementi provocherebbe lo scorrimento dell'uno sull'altro e perdita d'appoggio, per cui si ritiene necessario prevedere un meccanismo di attacco tra i due.
- Un ulteriore problema riguarda l'assenza di una buona connessione tra tegoli e trave con possibilità di cedimento strutturale sotto l'azione del sisma per perdita d'appoggio di tali elementi.
- Presenza di scaffalature nell'edificio 2, le quali nonostante fossero collegate a terra mediante bullonatura, non sono collegate alle tamponature laterali dell'edificio, per cui in caso di sisma esse potrebbero comportare danni all'attività e ai macchinari presenti ed inoltre, potrebbero provocare un ribaltamento delle tamponature. Dunque, risulta necessario fissarle, non soltanto alla base, ma anche in testa delle chiusure verticali.

CAPITOLO 5

PROPOSTE DI INTERVENTO E CME

Nel seguente capitolo si presenta una proposta di intervento al fine di mettere in sicurezza la struttura in caso di sisma, seguendo le prescrizioni di normativa vigenti, riportate nel capitolo 8 “Costruzioni esistenti” delle NTC/08. In particolare, sarà analizzata una proposta di intervento localizzata nei punti di collasso della struttura. Infine, è stato elaborato un computo metrico per la realizzazione del progetto di intervento, facendo riferimento al prezziario della regione Piemonte 2018 e ad alcune aziende di riferimento.

Dalle analisi delle verifiche effettuate è necessario intervenire:

- Sul consolidamento dei plinti di fondazione;
- Sul collegamento trave-pilastro e trave-tegolo;
- Sul consolidamento delle pareti murarie dell’edificio 1;
- Sull’unione dei due edifici, per evitare il martellamento.

5.1 Intervento per consolidamento delle fondazioni

Il primo intervento eseguito riguarda il consolidamento delle fondazioni in quanto la maggior parte dei plinti raggiungono il collasso a seguito dell’effetto del sisma.

La prima proposta di rinforzo è stata il consolidamento ed incremento delle caratteristiche tecniche del terreno di fondazione lungo alcuni punti dei due edifici, mediante l’utilizzo di resine. La seconda proposta di rinforzo riguarda l’allargamento del cordolo che unisce i plinti di fondazione.

5.1.1 Consolidamento del terreno mediante l'utilizzo di resine

L'intervento di consolidamento mediante resine espandenti garantisce il miglioramento delle caratteristiche tecniche del terreno lungo tutto il tratto compreso tra il piano di calpestio e la profondità di progetto. L'intervento avviene mediante cannule valvolate di iniezione, esse sono forate ad intervalli di 5 cm lungo tutta la sezione e ciò consente di iniettare la resina su numerosi livelli di profondità con un unico foro di circa 26 mm di diametro. L'intervento viene realizzato mediante le seguenti fasi lavorative:

- Perforazione della fondazione attraverso punte del diametro massimo di 26 mm ad un interasse di circa 70-90 cm;
- Introduzione della cannula di iniezione attraverso la fondazione con spinta della stessa, nel terreno, fino alla profondità desiderata;
- Introduzione di un tondino in acciaio del diametro di circa 1,5 cm all'interno della cannula di iniezione;
- Applicazione del rilevatore, a portata millimetrica, per il monitoraggio del consolidamento e sollevamento dell'edificio;
- Iniezione della resina espandente a libera diffusione che attraverso la cannula consoliderà il terreno per tutto il tratto di lunghezza della cannula;
- Taglio della cannula a livello superficiale e chiusura del foro mediante malta cementizia.

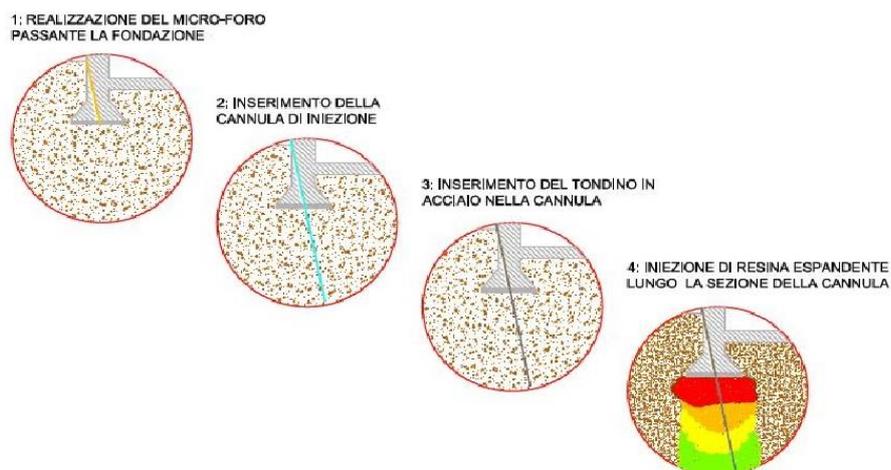


Figura 102 Fasi di intervento mediante resine espandenti.

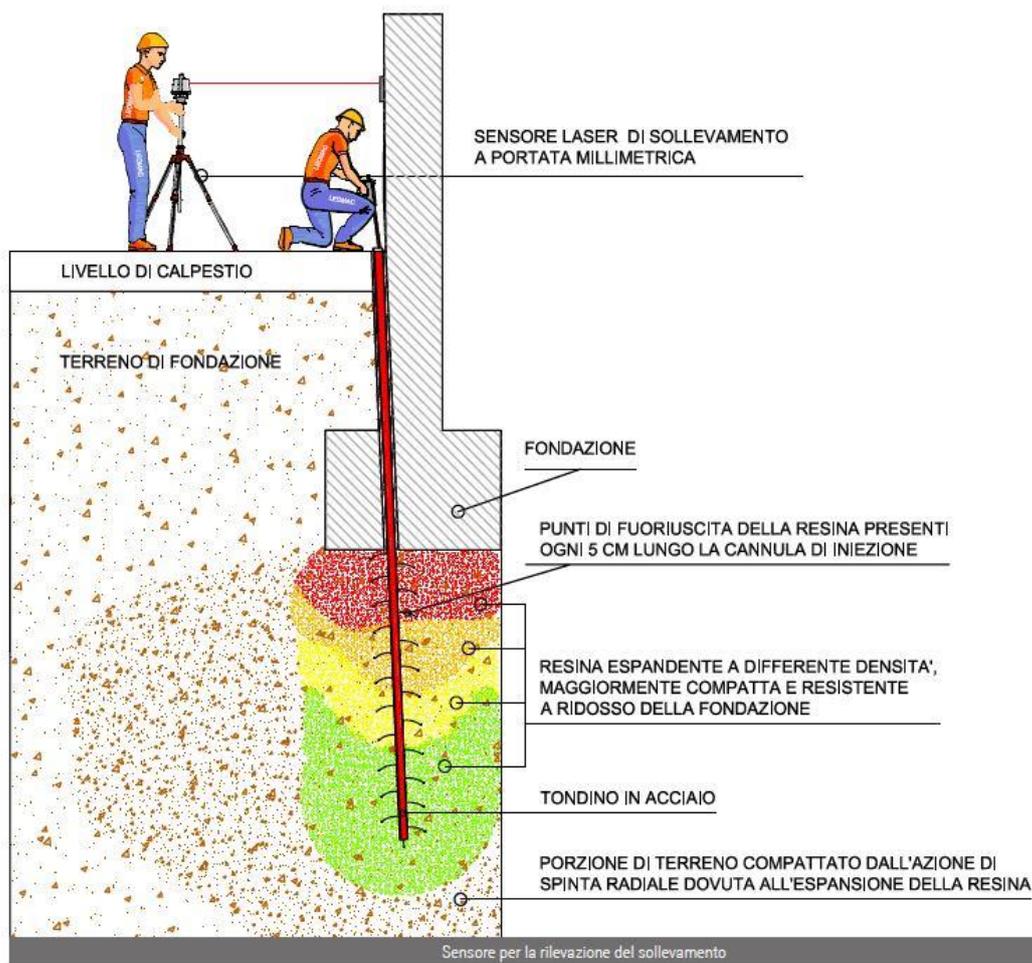


Figura 103 Dettagli tecnici per l'intervento di consolidamento del terreno di fondazione

Questo tipo di intervento è di tipo localizzato, infatti si agirà con questa soluzione laddove è necessario e cioè nelle porzioni di terreno maggiormente interessate dall'effetto delle tensioni legate al peso dell'edificio. In questo modo si ottiene il consolidamento e la stabilizzazione del terreno di fondazione.

Dalle analisi delle verifiche effettuate quasi tutti i plinti di fondazione risultano non soddisfare le condizioni da normativa, tuttavia si è deciso di intervenire con il consolidamento delle fondazioni solo per alcuni plinti. Si è scelto di agire lungo i plinti che interessano la parte confinante dei due edifici per non interrompere le attività lavorative degli stessi. Di seguito si riporta un'immagine semplificativa, che individua i plinti sottoposti a questa pratica di consolidamento non invasiva.

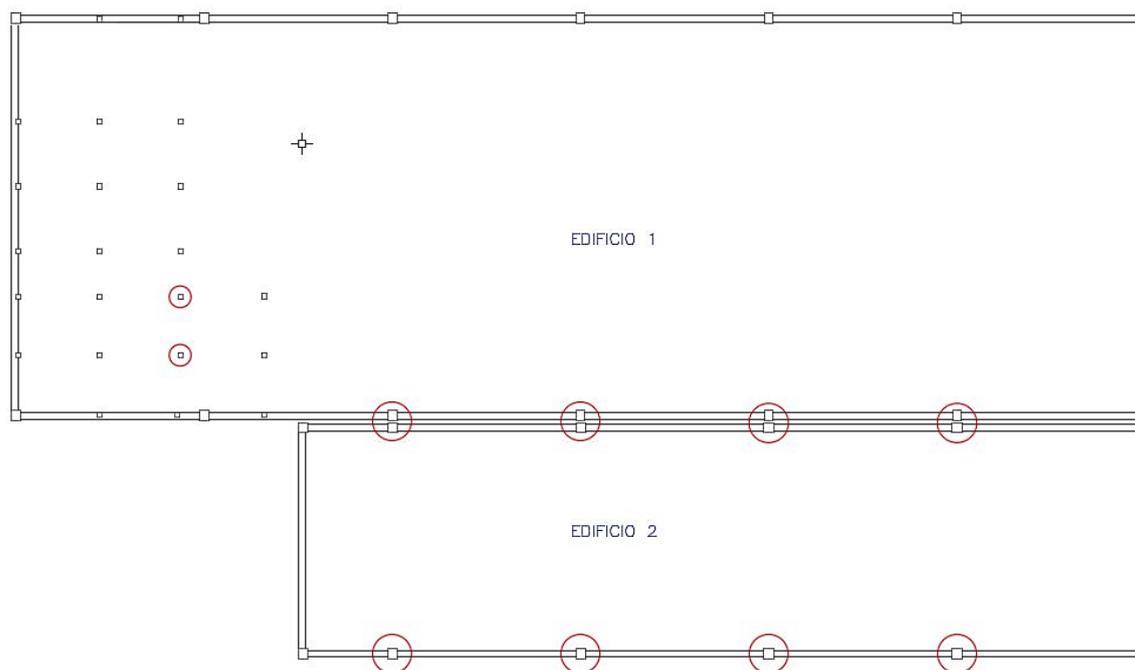


Figura 104 Individuazione dei plinti sottoposti a consolidamento mediante resine espandenti

L'iniezione della resina avviene mediante cannule valvolate per circa 3 metri dal piano di calpestio e su più livelli di profondità. L'interasse tra una cannula e l'altra è variabile tra 0.6 e 1.2 metri, per questa ragione per ogni plinto si sono preventivate circa 2 iniezioni, aventi dimensioni (2.2*2.3) m. Tuttavia, è stato previsto l'uso di tale resina anche per due plinti, che reggono la struttura relativa alla zona uffici, in particolare per i plinti in prossimità del vano scala; in quest'ultimo caso sono state preventivate un'iniezione per plinto, aventi dimensioni pari a (1.2*1.2) m.

In base a tali dati è stato stimato un costo relativo al numero di interventi eseguiti (vedi paragrafo 5.5).

La proposta di intervento è stata eseguita mediante il programma di calcolo e di seguito si riportano i risultati delle analisi effettuate, dalle quali è possibile constatare che nonostante gli interventi localizzati con resina espandente, ci sono ancora molti plinti di fondazione che non soddisfano la verifica di adeguamento della struttura. Gli elementi in rosso dimostrano che l'elemento strutturale in questione collassa a seguito dell'effetto del sisma.

Per tale ragione è necessario continuare a studiare altre proposte di intervento per adeguare completamente la struttura.

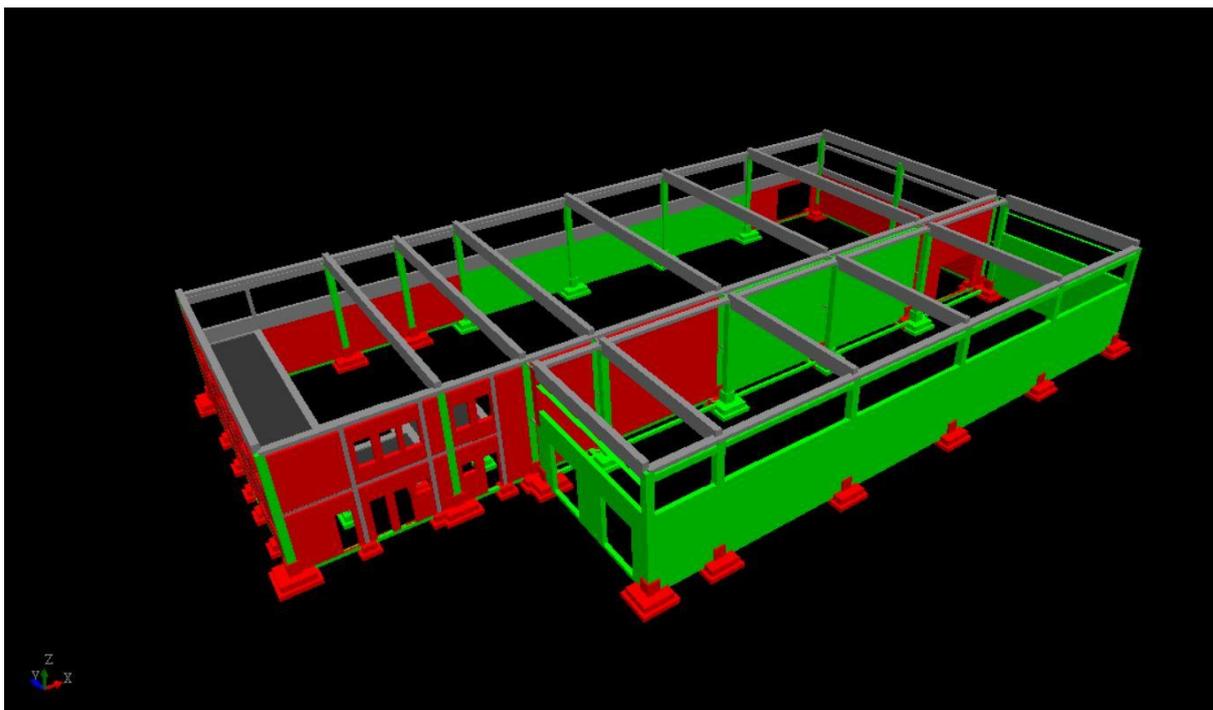


Figura 105 Vista tridimensionale dei risultati delle verifiche effettuate – Vista Sud Ovest

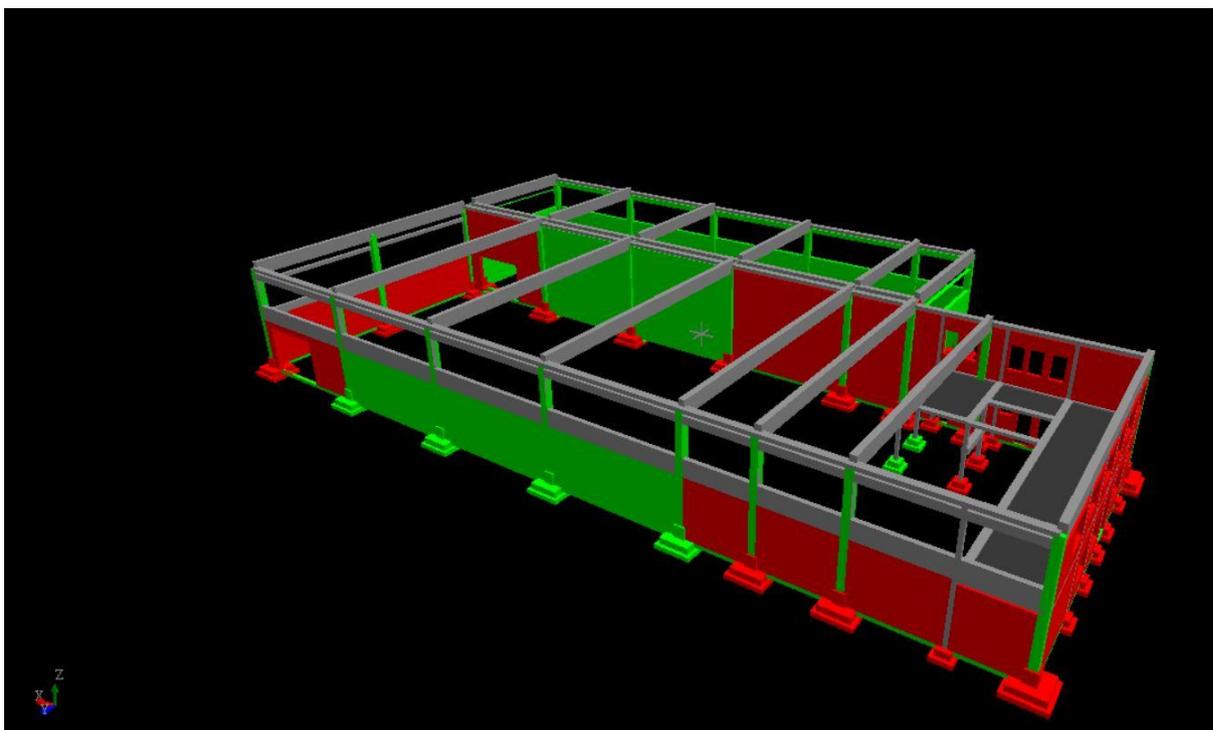


Figura 106 Vista tridimensionale dei risultati delle verifiche effettuate – Vista Sud Ovest

5.1.2 Intervento di allargamento delle fondazioni

Dopo aver condotto le analisi di vulnerabilità di sismica con l'intervento localizzato di iniezione di resine espandenti, si è potuto constatare che non c'è la completa verifica dei plinti di fondazione (vedi paragrafo 5.1.1).

È chiaro che l'intervento passivo non è risultato sufficiente per l'analisi della struttura, per cui si è rivolta l'attenzione verso un intervento attivo. La soluzione più efficace è stata l'allargamento delle fondazioni.

Dapprima è stato studiato un intervento focalizzato sull'ampliamento del singolo plinto di fondazione, agendo su ogni plinto perimetrale dei capannoni industriali. Tuttavia, tale intervento non ha permesso la completa verifica della struttura ed inoltre comporta un costo complessivo dell'intervento troppo oneroso.

Successivamente è stata avanzata la soluzione di aumentare la larghezza del cordolo di fondazione, cioè nell'affiancare alla costruzione esistente cordoli in calcestruzzo armato. LA nuova e l'esistente fondazione devono collaborare al fine di trasmettere in modo uniforme il carico superiore al terreno, avendo sia una rigidità comparabile ed un collegamento trasversale che le connette. Quest'ultimo può essere realizzato mediante traverse metalliche, spinotti e armature trasversali; la prima soluzione può ritenersi reversibile, mentre quella con gli spinotti ha il vantaggio consistente nel fatto che i piccoli fori di alloggiamento possono essere eseguiti semplicemente con il trapano. L'unica accortezza necessaria consiste nel verificare che le barre passanti siano essere adeguatamente protette dalla corrosione, pertanto è preferibile l'impiego di barre in acciaio inox o in fibre di carbonio da collocarsi nella metà superiore del cordolo per evitare lo sfondamento dello stesso.

Al fine di indebolire il meno possibile la fondazione esistente, per non comprometterne la capacità portante, creando per un breve intervallo di tempo la condizione di fondazione superficiale, si applica tale soluzione lungo i fianchi e ad una profondità minima.

L'abbinamento del doppio cordolo è possibile poiché non sono presenti locali interrati o problemi di confine o conservazione di pavimenti pregiati. Dunque, l'allargamento della fondazione è realizzato mediante un singolo cordolo posto lungo tutto il perimetro murario e i collegamenti trasversali sono realizzati mediante spinotti.

Data l'idea progettuale è stato condotto uno studio per il dimensionamento dell'allargamento del cordolo di fondazione. Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche dello stesso.

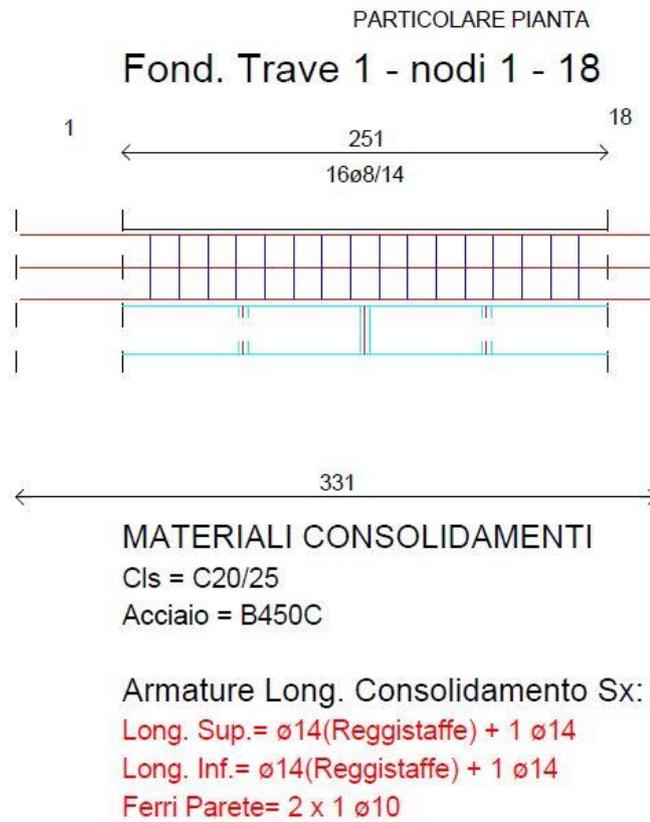


Figura 107 Ampliamento del cordolo di fondazione - Dettagli geometrici e strutturali – Pianta

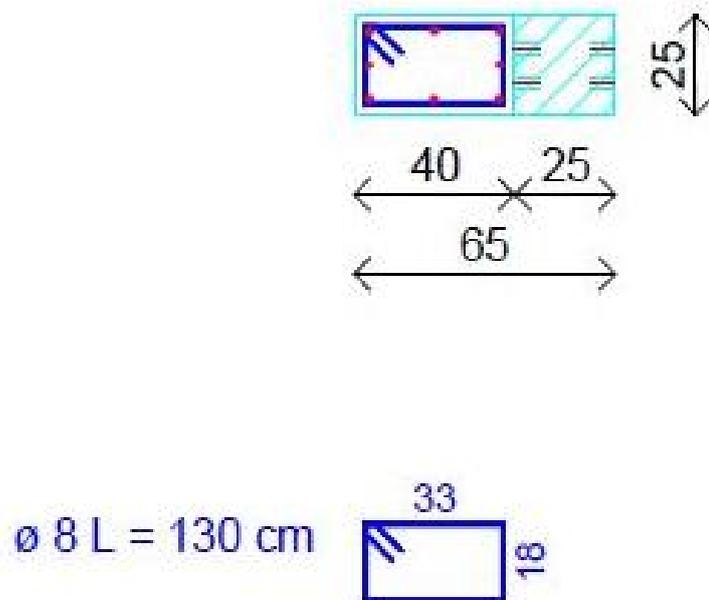


Figura 108 Ampliamento del cordolo di fondazione - Dettaglio geometrico e strutturale – Sezione

In figura 107 è presente una sezione che mostra il collegamento del cordolo esistente con la nuova sezione allargata, esso avviene mediante barre d'armatura sfalsate in verticale con un interasse orizzontale pari a 100 cm ed interasse verticale di circa 10 cm. Tali barre di armatura corrispondono ad un $\Phi 24$.

A seguito dell'intervento strutturale sono state eseguite le analisi di vulnerabilità della struttura, le quali sono risultate positive. Di seguito si riportano due viste tridimensionali che dimostrano la verifica degli elementi strutturali degli edifici.

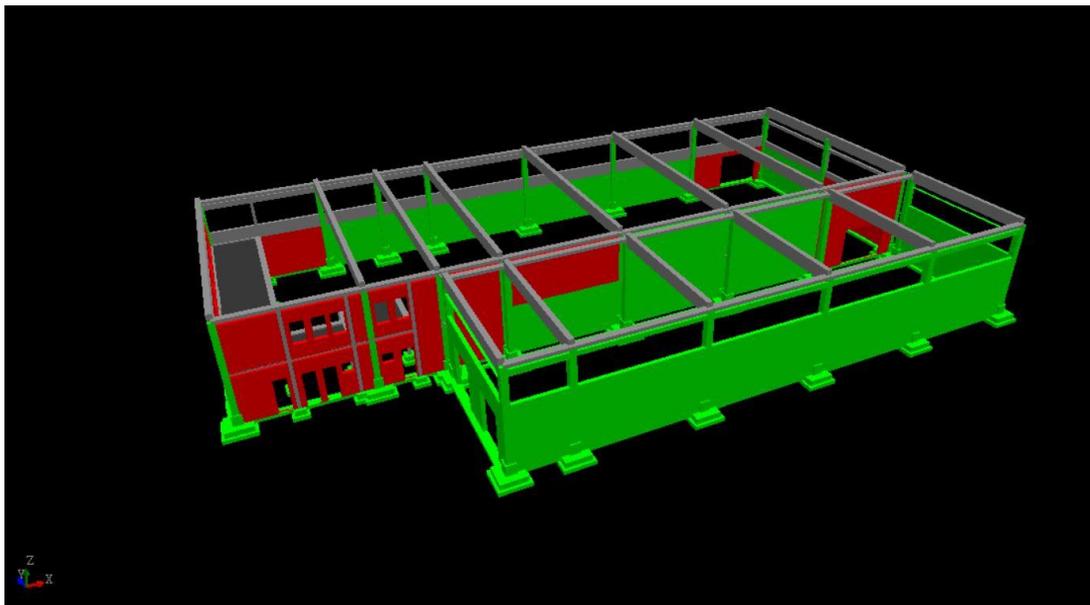


Figura 109 Verifica eseguita a seguito degli interventi strutturali sulle fondazioni - Vista Sud Ovest

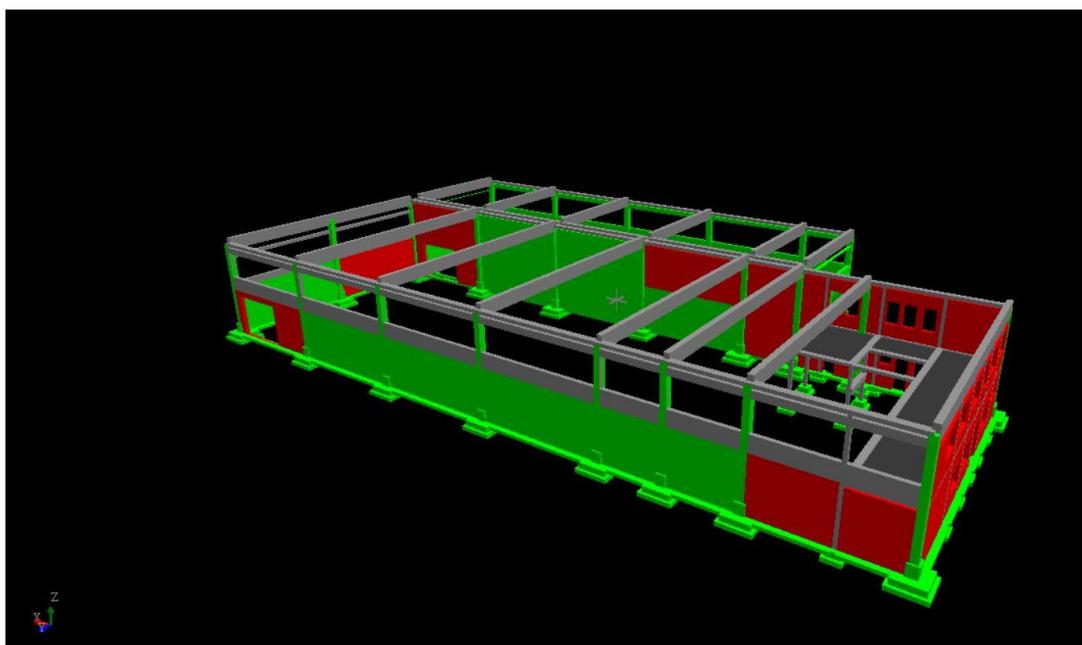


Figura 110 Verifica eseguita a seguito degli interventi strutturali sulle fondazioni - Vista Nord Ovest

Per ogni SLU i requisiti di sicurezza sono soddisfatti se viene rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Ove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per la verifica a taglio scorrimento è necessario che si verifica in direzione x ed y la condizione:

$$V_{ed} \leq V_{Rd}$$

Ove:

- V_{ed} è il valore dello sforzo di taglio agente;
- V_{Rd} è il valore del taglio resistente di progetto, il quale si calcola:

$$V_{Rd} = \frac{N_d \cdot \tan \delta_d}{\gamma_R}$$

Ove:

- N_d è la componente normale al piano di posa del carico agente in fondazione;
- δ_d è l'angolo di attrito tra fondazione e terreno;
- γ_R è il coefficiente parziale di sicurezza.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 27 Estratto da cap. 6.4.2.1 - normativa NTC/08

Le analisi di vulnerabilità sono state eseguite mediante le NTC/08, si riportano di seguito i risultati numerici a seguito delle verifiche: a flessione composta, a taglio dopo aver effettuato l'opportuno consolidamento lungo il cordolo di fondazione.

Camp	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	Cons.	Blocco	Aree ferro		cot □XY [°]	cot □XZ [°]	Tagli Sollecitanti		Tagli Resistenti		Nbr	D _{Staffe} [cm]	L _{Tr} [cm]	S _{XV}	S _{XZ}	Esito
							A _{staffe} [cm ²]	A _{Sag} [cm ²]			V _{sdxy} [daN]	V _{sdxz} [daN]	V _{rdxy} [daN]	V _{rdxz} [daN]						
1	1	Fond.	1-18	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1335	4541	24707	17619	2	10.55	252	18.50	3.88	V
2	4	Fond.	1-22	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1366	2178	24545	17619	2	10.55	354	17.97	8.09	V
3	8	Fond.	30-2	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	497	2422	24751	17619	2	10.55	86	49.76	7.27	V
4	9	Fond.	2-33	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	805	3870	25662	17619	2	10.55	262	31.90	4.55	V
5	13	Fond.	21-3	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	559	4323	25383	17619	2	10.55	479	45.39	4.08	V
6	16	Fond.	3-29	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	2027	4820	24680	17619	2	10.55	354	12.17	3.66	V
7	18	Fond.	4-5	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	316	2469	24776	17619	2	10.55	462	78.49	7.14	V
8	21	Fond.	29-4	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	283	3725	24791	17619	2	10.55	504	87.51	4.73	V
9	24	Fond.	5-8	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	310	2202	24572	17619	2	10.55	411	79.37	8.00	V
11	30	Fond.	33-6	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	489	3154	25205	17619	2	10.55	175	51.53	5.59	V
13	37	Fond.	8-9	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	376	2815	24437	17619	2	10.55	916	64.93	6.26	V
14	42	Fond.	9-12	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	432	2806	24457	17619	2	10.55	916	56.59	6.28	V
17	57	Fond.	12-13	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	410	2773	24604	17619	2	10.55	916	59.97	6.35	V
18	62	Fond.	13-15	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1215	2800	24638	17619	2	10.55	894	20.28	6.29	V
20	74	Fond.	17-15	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	648	2627	24927	17619	2	10.55	962	38.46	6.71	V
21	80	Fond.	16-17	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1530	4031	24846	17619	2	10.55	943	16.24	4.37	V
22	85	Fond.	18-19	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	127	4312	24953	17619	2	10.55	298	197.15	4.09	V
23	88	Fond.	19-20	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	45	4394	25086	17619	2	10.55	215	553.10	4.01	V
24	91	Fond.	20-28	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	20	4866	25420	17619	2	10.55	274	1264.89	3.62	V
25	94	Fond.	28-21	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	97	6022	25952	17619	2	10.55	313	268.27	2.93	V
26	97	Fond.	22-30	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	388	2816	25014	17619	2	10.55	393	64.47	6.26	V
27	104	Fond.	37-36	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	629	5253	25722	17619	2	10.55	1062	40.91	3.35	V
29	113	Fond.	37-46	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1890	3114	24498	17619	2	10.55	381	12.96	5.66	V
31	117	Fond.	39-41	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	687	4305	24484	17619	2	10.55	911	35.62	4.09	V
32	122	Fond.	46-39	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	687	4553	24543	17619	2	10.55	911	35.74	3.87	V
35	129	Fond.	41-45	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	807	4462	24528	17619	2	10.55	911	30.39	3.95	V
37	135	Fond.	44-43	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1005	4434	25397	17619	2	10.55	1062	25.28	3.97	V
38	142	Fond.	45-44	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1519	4773	24539	17619	2	10.55	886	16.16	3.69	V

Tabella 28 Verifica a flessione composta delle travi con ringrosso in c.a.

Camp	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	Cons.	Blocco	Aree ferro		cot □XY [°]	cot □XZ [°]	Tagli Sollecitanti		Tagli Resistenti		Nbr	DStaffe [cm]	LTr [cm]	Sxv	Sxz	Esito
							Astaffe [cm²]	ASag [cm²]			V _{sdxy} [daN]	V _{sdxz} [daN]	V _{rdxy} [daN]	V _{rdxz} [daN]						
1	1	Fond.	1-18	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1335	4541	24707	17619	2	10.55	252	18.50	3.88	V
2	4	Fond.	1-22	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1366	2178	24545	17619	2	10.55	354	17.97	8.09	V
3	8	Fond.	30-2	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	497	2422	24751	17619	2	10.55	86	49.76	7.27	V
4	9	Fond.	2-33	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	805	3870	25662	17619	2	10.55	262	31.90	4.55	V
5	13	Fond.	21-3	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	559	4323	25383	17619	2	10.55	479	45.39	4.08	V
6	16	Fond.	3-29	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	2027	4820	24680	17619	2	10.55	354	12.17	3.66	V
7	18	Fond.	4-5	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	316	2469	24776	17619	2	10.55	462	78.49	7.14	V
8	21	Fond.	29-4	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	283	3725	24791	17619	2	10.55	504	87.51	4.73	V
9	24	Fond.	5-8	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	310	2202	24572	17619	2	10.55	411	79.37	8.00	V
11	30	Fond.	33-6	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	489	3154	25205	17619	2	10.55	175	51.53	5.59	V
13	37	Fond.	8-9	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	376	2815	24437	17619	2	10.55	916	64.93	6.26	V
14	42	Fond.	9-12	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	432	2806	24457	17619	2	10.55	916	56.59	6.28	V
17	57	Fond.	12-13	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	410	2773	24604	17619	2	10.55	916	59.97	6.35	V
18	62	Fond.	13-15	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1215	2800	24638	17619	2	10.55	894	20.28	6.29	V
20	74	Fond.	17-15	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	648	2627	24927	17619	2	10.55	962	38.46	6.71	V
21	80	Fond.	16-17	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1530	4031	24846	17619	2	10.55	943	16.24	4.37	V
22	85	Fond.	18-19	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	127	4312	24953	17619	2	10.55	298	197.15	4.09	V
23	88	Fond.	19-20	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	45	4394	25086	17619	2	10.55	215	553.10	4.01	V
24	91	Fond.	20-28	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	20	4866	25420	17619	2	10.55	274	1264.89	3.62	V
25	94	Fond.	28-21	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	97	6022	25952	17619	2	10.55	313	268.27	2.93	V
26	97	Fond.	22-30	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	388	2816	25014	17619	2	10.55	393	64.47	6.26	V
27	104	Fond.	37-36	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	629	5253	25722	17619	2	10.55	1062	40.91	3.35	V
29	113	Fond.	37-46	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1890	3114	24498	17619	2	10.55	381	12.96	5.66	V
31	117	Fond.	39-41	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	687	4305	24484	17619	2	10.55	911	35.62	4.09	V

32	122	Fond.	46-39	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	687	4553	24543	17619	2	10.55	911	35.74	3.87	V
35	129	Fond.	41-45	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	807	4462	24528	17619	2	10.55	911	30.39	3.95	V
37	135	Fond.	44-43	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1005	4434	25397	17619	2	10.55	1062	25.28	3.97	V
38	142	Fond.	45-44	10	AS DEFAULT	Cons	1.01	0.00	2.50	2.50	1519	4773	24539	17619	2	10.55	886	16.16	3.69	V

Tabella 29 Verifica a taglio delle travi con ringrosso in c.a.

5.2 Intervento lungo i collegamenti elementi strutturali

Data la criticità dei collegamenti tra elementi strutturali trave-tegolo e trave-pilastro, si è ritenuto opportuno intervenire su di essi mediante dispositivi di collegamento.

5.2.1 Collegamento trave-pilastro

Per la connessione di questi elementi strutturali è stato proposto il sistema EDIL T.P., ove un'estremità di esso viene fissata tramite tasselli nell'intradosso della trave, invece l'altra estremità nella parte laterale del pilastro. Dopo l'installazione la connessione risulta facilmente ispezionabile e accessibile per eventuali operazioni di manutenzione.

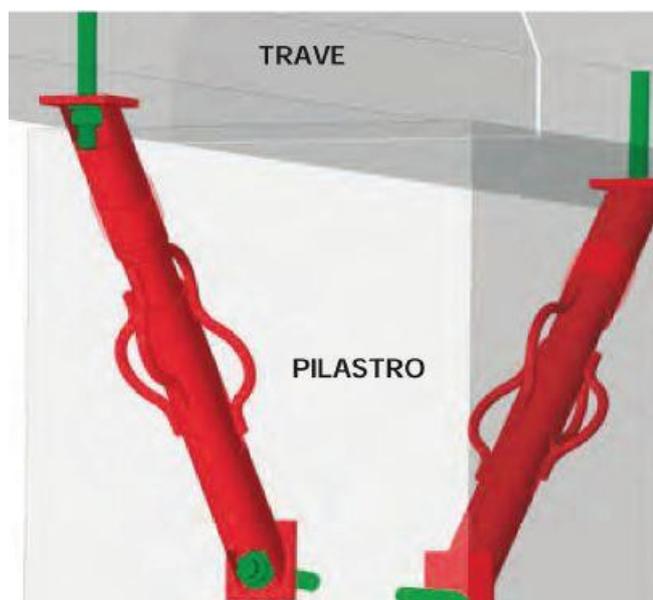


Figura 111 Sistema EDIL TP

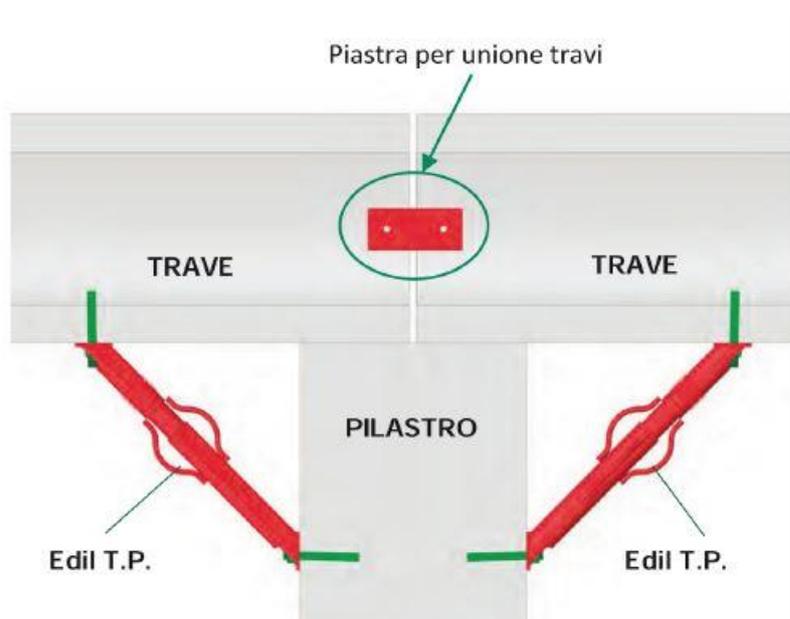


Figura 112 Applicazione del sistema EDIL TP, con dettaglio di unione tra travi in caso di più campate.

L'utilizzo consente di impedire la perdita d'appoggio dell'elemento strutturale di copertura dalla trave, modificando lo schema di vincolo esistente. Per tale ragione la presenza di questo dispositivo è stata modellata nel programma di calcolo mediante l'impedimento dello scorrimento della trave lungo la propria direzione. Per cui schematizzando il vincolo tra i due elementi come una cerniera.

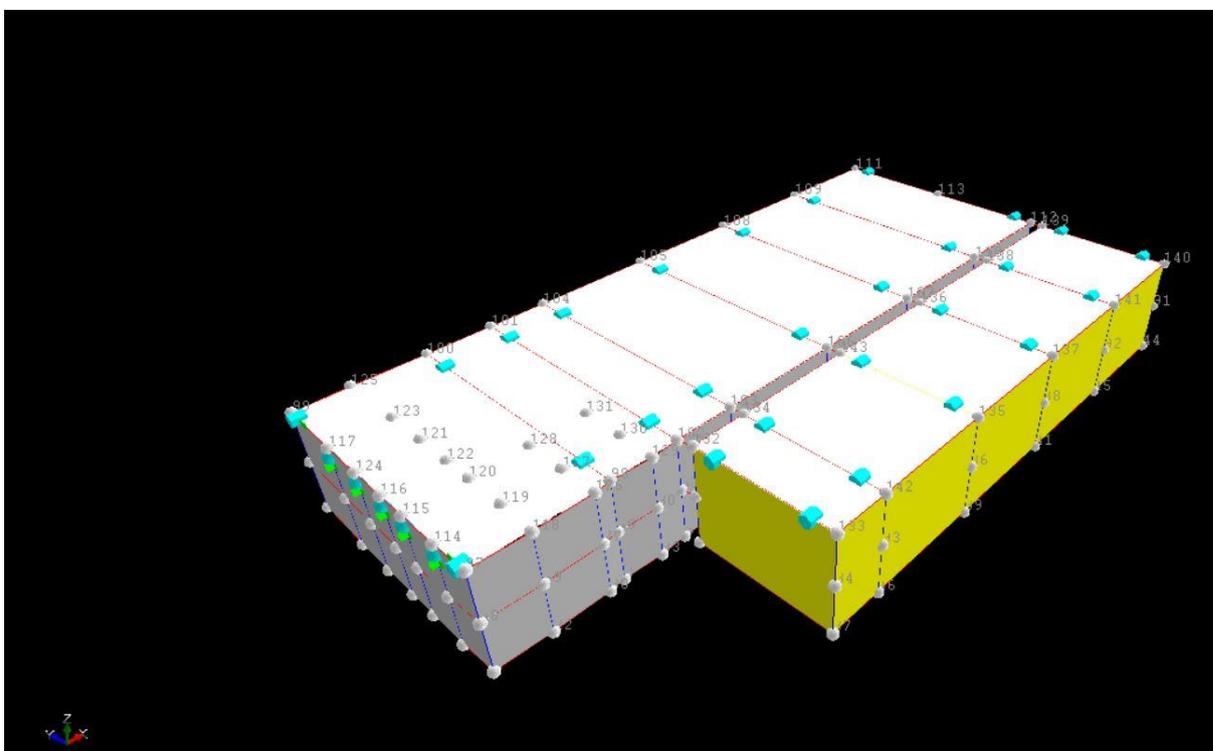


Figura 113 Modellazione mediante vincolo del collegamento trave-pilastro



Figura 114 Dettaglio del vincolo cerniera inserito

5.2.2 Collegamento trave-tegolo

È stato scelto il sistema EDIL T.T. per il collegamento strutturale dei due elementi. Tale sistema ha lo stesso principio e sistema di fissaggio del dispositivo già analizzato. Esso è stato progettato in modo che, in caso di sisma, non avvengano ampie traslazioni (relative) tra gli elementi strutturali, infatti esso limita gli spostamenti tra gli stessi. La geometria di base è simile alla precedente, ma le dimensioni sono più ridotte, dal momento che gli elementi interessati sono più ridotti.

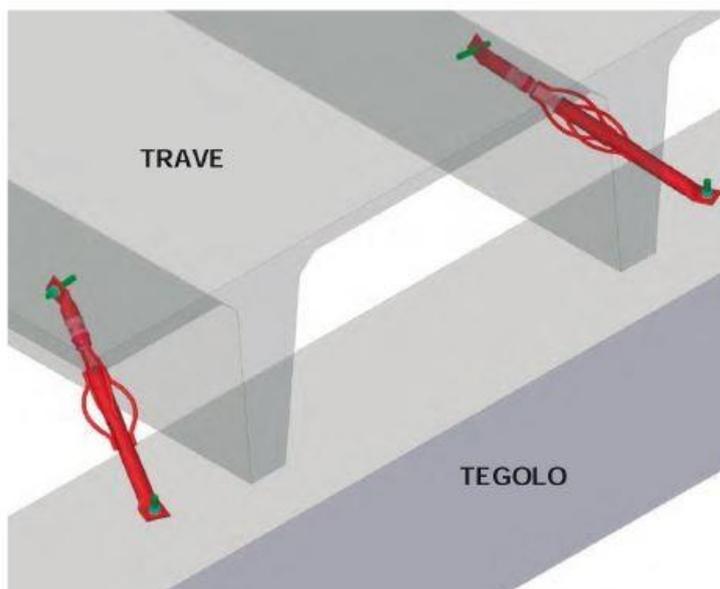


Figura 115 Applicazione del sistema EDIL TT

5.3 Intervento di antiribaltamento delle tamponature

I risultati delle verifiche condotte hanno dimostrato che la verifica di vulnerabilità sismica non è soddisfatta per alcune pareti in muratura dell'edificio 1 (vedi fig.108-109), dunque si verifica il ribaltamento di esse.

Il programma di calcolo non sviluppa dei consolidamenti murari per esse, per cui si è ritenuto opportuno intervenire mediante lo studio di un sistema di antiribaltamento, sperimentato a casi reali in laboratorio, e si è attestato che tale sistema migliora il comportamento al ribaltamento delle tamponature.

Il sistema di antiribaltamento consiste nel rinforzo delle pareti murarie mediante una rete bidirezionale in fibra di basalto impregnata con geomalta ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale. L'installazione della rete può interessare interamente la superficie del pannello di tamponamento, o solamente il perimetro, in adiacenza al telaio in c.a. La disposizione più consona dipende dal quadro fessurativo presente e dai meccanismi di collasso individuati.

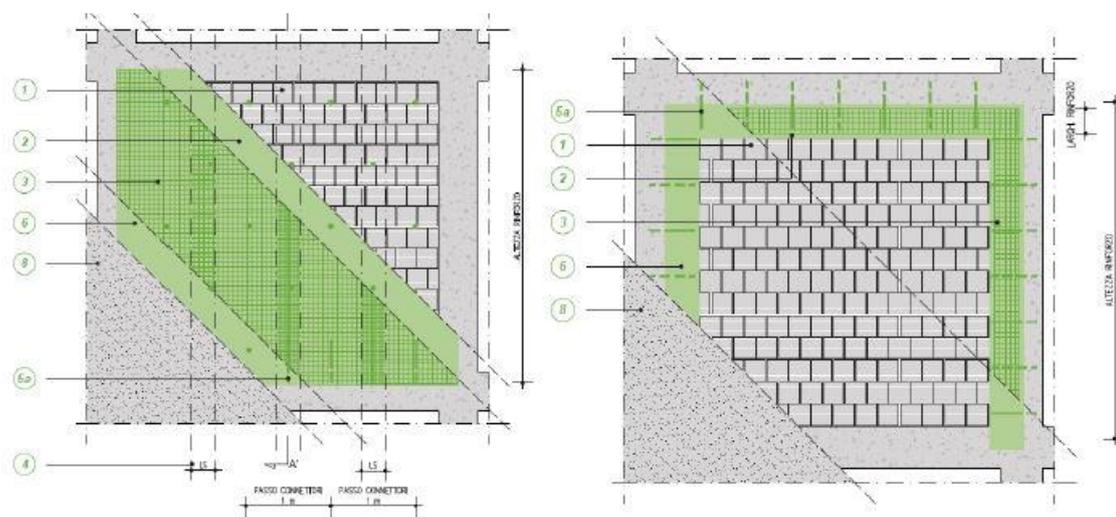


Figura 116 Modalità di applicazione della rete di basalto

Si è scelta questa soluzione poiché tale sistema permette:

- Prevenzione del meccanismo del ribaltamento fuori del pannello di tamponatura;
- Collegamento di pareti di tamponatura a doppio paramento, con strato isolante o cassa vuota all'interno;
- Maggiore durabilità della struttura;
- Semplicità di applicazione
- Rapidità d'intervento;

- Economicità dell'intervento.

La connessione di tale sistema agli elementi strutturali esistenti avviene mediante barre elicoidale, che collegano l'elemento in c.a. con il pannello di tamponamento. Inoltre, la connessione e applicazione della rete avviene sia lungo il lato interno che esterno della tamponatura.

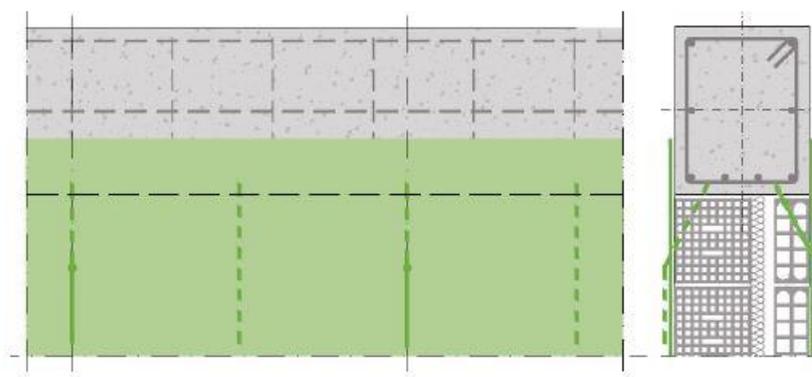


Figura 117 Dettaglio di connessione tra la rete in basalto e gli elementi strutturali esistenti

Dopo aver studiato il sistema di antiribaltamento si sono fatte delle scelte di applicazione dello stesso, analizzando i meccanismi di collasso delle pareti, riportati dal programma di calcolo.

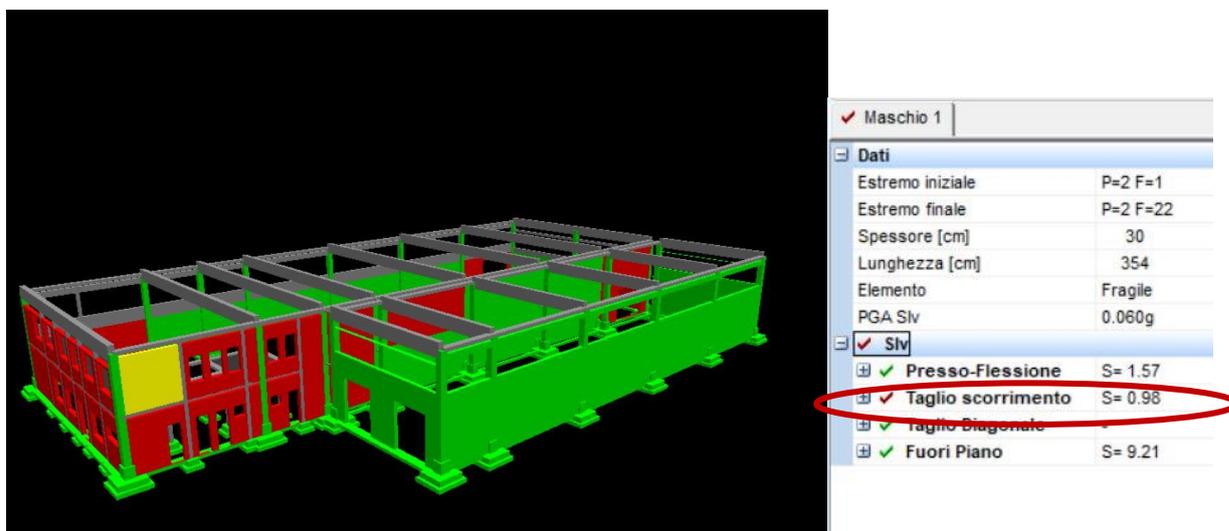


Figura 118 Risultati della verifica a taglio-scorrimento non soddisfatta

Il meccanismo di collasso delle tamponature avviene per non aver soddisfatto la verifica a taglio scorrimento. Per tale ragione è opportuno estendere l'applicazione della rete di basalto lungo tutto il pannello che non soddisfa la verifica a taglio-scorrimento, al fine di avere una migliore risposta strutturale.

5.4 Intervento di collegamento tra gli edifici

Un'altra problematica riscontrata è la poca distanza tra i due edifici. Nel capitolo 4 si sono analizzate separatamente le due strutture e si è potuto constatare che gli spostamenti dell'uno e l'altro edificio in caso di sisma provocano il martellamento sismico, causando il danneggiamento del complesso industriale.

Il “martellamento sismico” è quel fenomeno che si manifesta quando la distanza di separazione tra due edifici adiacenti non è abbastanza grande per assicurare il moto relativo delle strutture durante il verificarsi dei terremoti. Il modo più semplice per ovviare al danneggiamento dovuto a questo fenomeno è quello di provvedere alla valutazione, in fase di progetto, di un'adeguata distanza di separazione, tale da assecondare opportunamente i rispettivi movimenti delle strutture che oscillano in opposizione di fase.

Tuttavia, il caso di studio è indirizzato ad una costruzione esistente che, per motivi di natura economica e logistica è stata progettata senza considerare un gap sismico adeguato secondo la norma vigente. Nel caso in questione le verifiche hanno confermato il fenomeno di martellamento, dunque si è studiata una soluzione che potesse unire strutturalmente i due capannoni industriali.

La proposta di mitigazione degli effetti del martellamento consiste nell'inserimento di appositi giunti in acciaio collocati lungo ogni pilastro adiacente tra un edificio e l'altro. Tale intervento è stato modellato nel programma di calcolo con rigid link (modellando una trave rigida di sezione non molto rilevante). Successivamente si è fatto riferimento alla funzione nodi master (nodo “maestro”) e slave (nodo “schiavo”). Durante la modellazione dello stato di fatto ogni edificio possiede il proprio nodo master, essendo due strutture separate. Nella fase di intervento invece è necessario rendere unica la struttura, per cui si è creato un unico nodo master a cui fanno riferimento entrambi gli edifici (il punto M14 nella successiva figura rappresenta l'unico nodo a cui fanno riferimento gli edifici). Di seguito si riporta sia la modellazione del rigid link sia il dettaglio del nodo master.

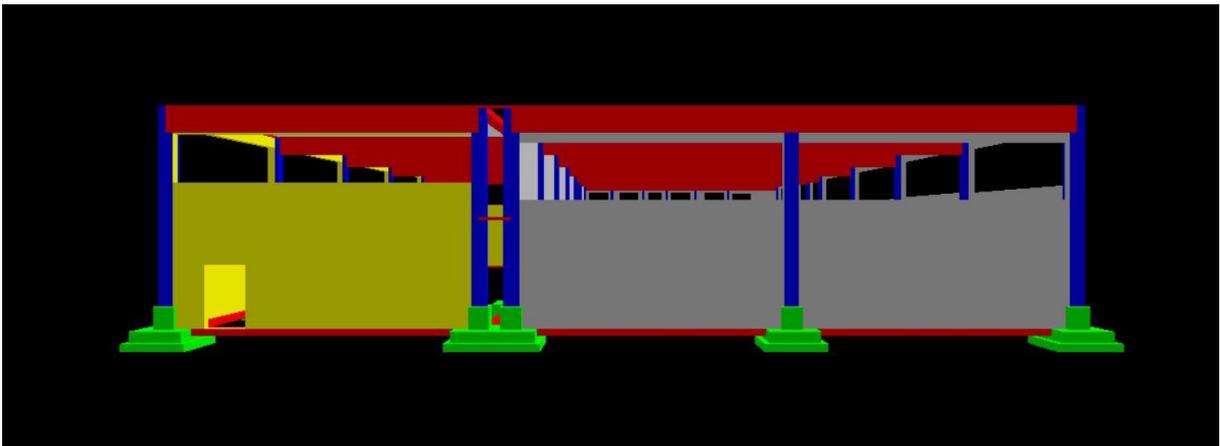


Figura 119 Vista posteriore degli edifici con la modellazione del rigid link tra le due strutture.

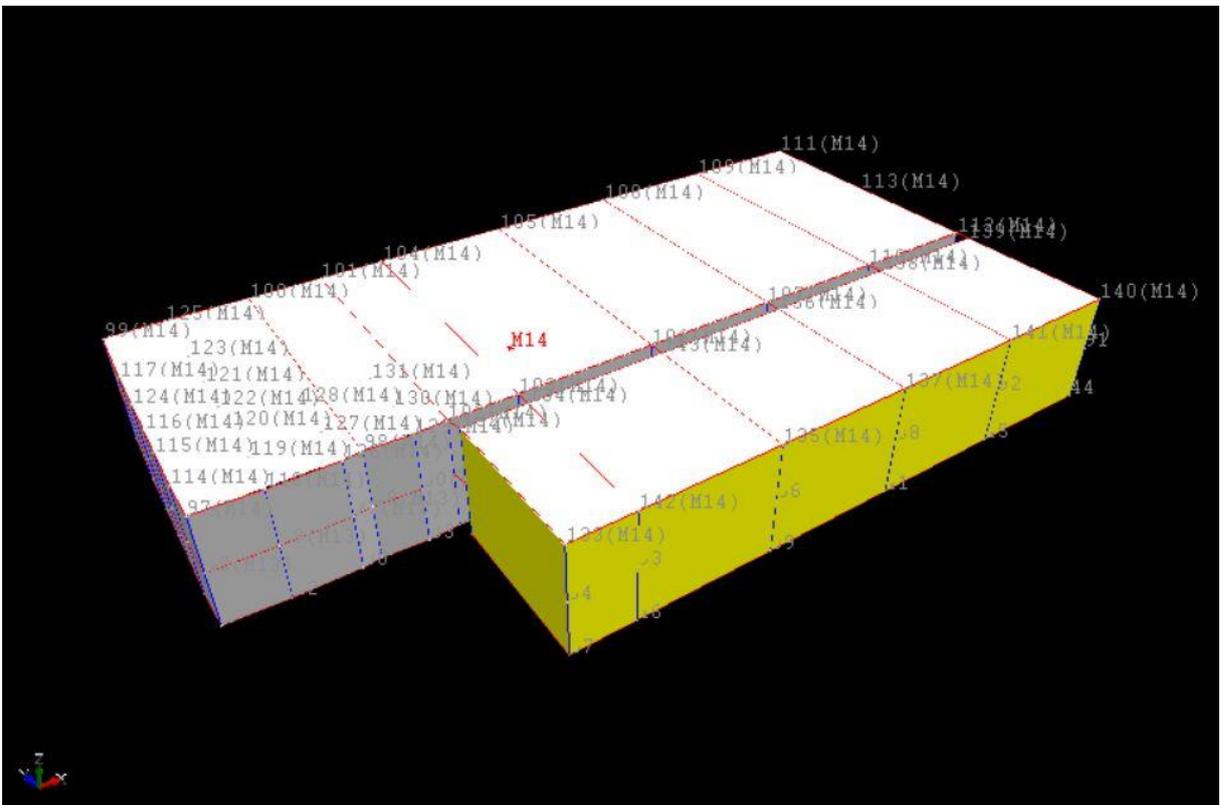


Figura 120 Modellazione del nodo master - M14

5.5 Computo Metrico Estimativo della proposta di intervento

La valutazione strutturale dell'adeguamento sismico ha permesso l'approfondimento di tecniche che garantiscono l'adeguamento sismico degli edifici industriali oggetto di studio.

Si è ritenuto utile effettuare una stima del costo degli interventi proposti, al fine di documentare che sia opportuno e possibile provvedere a mettere in atto migliorie che potrebbero evitare il collasso del complesso industriale sotto una forte scossa sismica.

Per la stima di tali costi si è fatto riferimento a entrambi gli edifici industriali ed in base alle zone di influenza degli stessi, si è potuto quantificare i costi di intervento.

Si è fatto riferimento al prezziario della regione Piemonte 2018 e ad una stima approssimativa da parte di alcune aziende che garantiscono alcuni interventi proposti.

Sulla base di queste premesse si riporta un computo metrico estimativo per gli interventi proposti.

Sez.	Codice	Descrizione	U.M.	Quantità	Prezzo d'elenco	Importo
ALLESTIMENTO CANTIERE						
1	01.A02.E10.005	Allestimento di cantiere comprendente la collocazione di una unita' di decontaminazione provvista di almeno tre aree quali locale spogliatoio, locale doccia con acqua calda e fredda, locale equipaggiamento e di una unita' di filtraggio acqua oltre a tutto quanto richiesto dalla legislazione vigente in materia. Compreso il trasporto e il noleggio per tutta la durata dei lavori.	cad.		€ 1.645,35	€ 1.645,35
INTERVENTO PER LE FONDAZIONI						
RIMOZIONE ASFALTO						
1	01.A23.C00.00 5	Demolizione, ove occorra, con taglio e rifilatura di preesistente manto ammalorato, di cm 2 o cm 3 di spessore, compreso il carico e trasporto del materiale di risulta ad impianto di smaltimento autorizzato. Manto in asfalto colato o malta bituminosa.	m ²	191,4	€ 9,06	€ 1.734,08
RIMOZIONE LASTRE PAVIMENTAZIONE						
	01.A02.B40.00 5	Rimozione di lastre di pietra o marmo di qualsiasi spessore, misurate nella loro superficie reale, in qualunque piano di fabbricato, compresa la discesa o la salita a terra dei materiali, lo sgombero dei detriti, computando le superfici prima della demolizione, compreso il trasporto dei detriti ad impianto di smaltimento autorizzato. Con una superficie di almeno m ² 0,50.	m ²	24	€ 15,40	€ 369,60

		SCAVO DI SBANCAMENTO				
1	01.A01.A15,01 0	Scavo generale, di sbancamento o splateamento a sezione aperta, in terreni sciolti o compatti, fino a 4 m di profondità, eseguito con mezzi meccanici, esclusa la roccia da mina ma compresi i trovanti rocciosi ed i blocchi di muratura fino a 0,50 m ³ , misurato in sezione effettiva, compreso il carico sugli automezzi, trasporto e sistemazione entro l'area del cantiere. Anche in presenza di acqua fino ad un battente massimo di 20 cm, solo per la parte eccedente i 4 m.	m ³	43,08	€ 5,00	€ 215,40
		SCAVO A SEZIONE OBBLIGATA				
1	01.A01.A70	Scavo a sezione ristretta ed obbligata di fondazione o di sottofondazione per posa di tubazioni in genere in presenza di sottoservizi in terreni sciolti o compatti, anche in presenza di acqua fino ad un battente massimo di 20 cm, esclusa la roccia da mina, misurato in sezione effettiva compreso il carico sugli automezzi trasporto e sistemazione entro l'area del cantiere, escluse eventuali sbadacchiature per scavi oltre 1,50 m di profondità da conteggiare totalmente a parte. Eseguito con miniescavatore.	m ³	53,85	€ 29,50	€ 1.588,58
		ALLARGAMENTO PLINTI DI FONDAZIONE				
1	01.A04.B20.00 5	Calcestruzzo a prestazione garantita, in accordo alla UNI EN 206-1, per strutture di fondazione (plinti, cordoli, pali, travi rovesce, paratie, platee) e muri interrati a contatto con terreni non aggressivi, classe di esposizione ambientale xc2 (UNI 11104), classe di consistenza al getto S4, Dmax aggregati 32 mm, Cl 0.4; fornitura a piè d'opera, escluso ogni altro onere:	m ³	17,95	€ 98,34	€ 1.765,20

		per plinti con altezza < 1.5 m, platee di fondazione e muri di spessore < 80 cm. Classe di resistenza a compressione minima C25/30.				
		ARMATURA PLINTI DI FONDAZIONE				
1	01.A04.F20.005	Acciaio per calcestruzzo armato ordinario, trafilato a freddo, classe tecnica B450A, saldabile ad alta duttilità, in accordo alla UNI EN 10080 e conforme al D.M. 14/01/2008, disposto in opera secondo gli schemi di esecuzione del progettista strutturista, compreso gli oneri per la sagomatura, la legatura e le eventuali saldature per giunzioni e lo sfrido. In barre raddrizzate ottenute da bobine, nei diametri da 6 mm a 16 mm.	Kg	1408,44	€ 1,32	€ 1.859,14
		CASSERATURA PER FONDAZIONI				
	01.A04.H30.005	Casseratura per il contenimento dei getti per opere quali muri, pilastri, archi, volte, parapetti, cordoli, sottofondi, caldane, compreso il puntellamento e il disarmo, misurando esclusivamente lo sviluppo delle parti a contatto dei getti. In legname di qualunque forma.	m ²	44,88	€ 30,30	€ 1.359,71
		REINTERRO SCAVI				
1	01.A01.B87.020	Rientro degli scavi in genere, con le materie di scavo precedentemente estratte e depositate nell'ambito del cantiere, compreso carico, trasporto, scarico, costipazione e regolarizzazione. Eseguito con mezzo meccanico.	m ³	25,13	€ 7,81	€ 196,27

		SMALTIMENTO				
1	01.P26.A60.020	Trasporto e scarico di materiale di scavo, demolizione e/o rifiuto ad impianto di smaltimento autorizzato, esclusi i costi di smaltimento e tributi se dovuti.	m ³	17,95	€ 2,73	€ 49,00
		CONSOLIDAMENTO TERRENO DI FONDAZIONE				
		Azienda LEOMAC PLUS, consolidamento mediante resina espandenti garantisce il miglioramento delle caratteristiche tecniche del terreno lungo tutto il tratto compreso tra il piano di calpestio e la profondità di progetto. Iniezione della resina su numerosi livelli di profondità con un unico foro di circa 26 cm di diametro. L'intervento è comprensivo di manodopera e messa in opera.	cad.	26	€ 550,00	€ 14.300,00
		RIPRISTINO ASFALTO				
1	01.A20.E47.050	Pittura densa trasparente o colorata per supporti orizzontali esterni (pavimentazioni in asfalto, calcestruzzo), applicazione ad una ripresa su: superfici in calcestruzzo.	m ²	191,4	€ 5,41	€ 1.035,47
		RIPRISTINO PAVIMENTAZIONE ESTERNA				
1	01.A23.C80.00 5	Posa di pavimentazione in marmette autobloccanti di calcestruzzo pressato e vibrato, comprendente la provvista e lo stendimento della sabbia per il sottofondo dello spessore da cm 4 a cm 6, la compattazione con piastra vibrante dei blocchetti e la chiusura degli interstizi tra un elemento e l'altro mediante lavatura e scopatura. Dello spessore di cm 4 e 6.	m ²	24	€ 12,47	€ 299,28

INTERVENTO COLLEGAMENTI ELEMENTI STRUTURALI						
		Azienda Capannone Sicuro, intervento con dispositivi meccanici che consistono in connettori duttili per il miglioramento sismico degli edifici prefabbricati. Tale intervento prevede la connessione tegolo-trave con il dispositivo EDIL TT, trave-pilastro mediante EDIL TP, pannello orizzontale-pilastro mediante EDIL PO. L'intervento è comprensivo di manodopera e messa in opera dell'intervento.	m ²	1676	€ 42,00	€ 70.392,00
INTERVENTO TAMPONATURE						
		SPICCONATURA INTONACO				
1	01.A02.B70.005	Spicconatura d'intonaco di cemento o di materiali di analoga durezza, in qualunque piano di fabbricato, compresa la discesa o la salita a terra dei materiali, lo sgombero dei detriti, computando le superfici prima della demolizione, compreso il trasporto dei detriti ad impianto di smaltimento autorizzato. Per superfici di m ² 0,50 ed oltre.	m ²	538,4	€ 11,14	€ 5.997,78
		Azienda KERAKOLL. Intervento di antiribaltamento delle tamponature con collegamento delle stesse a travi e pilastri del telaio in c.a. mediante rinforzo realizzato con rete bidirezionale in fibra di basalto - tipo GEOSTEEL GRID di Kerakoll S.P.A.- impregnata con geomalta ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale NHL 3,5 e Geolegante minerale. Installazione di barre elicoidali certificate foro pilota nell'elemento strutturale, per realizzare il collegamento del sistema antiribaltamento al telaio rigido in cemento armato. Voce analisi prezzo comprensiva di manodopera, materiale, noli e trasporti, spese generali e utile d'impresa.	m ²	538,4	€ 57,60	€ 31.011,84

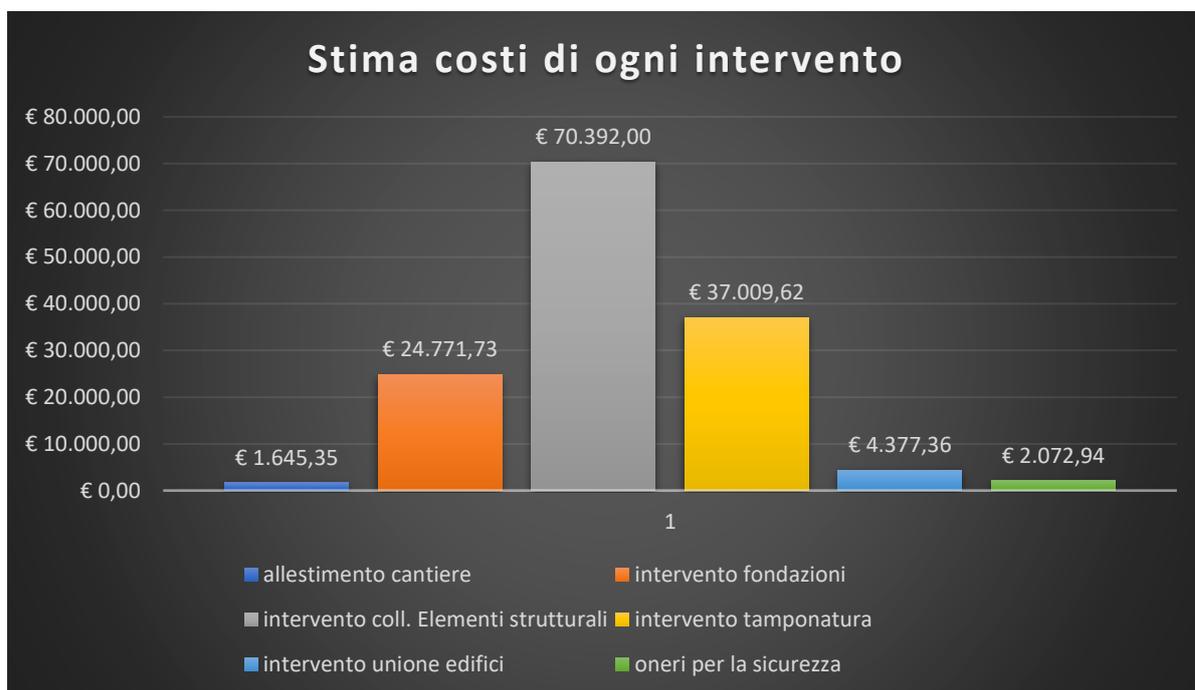
INTERVENTO DI COLLEGAMENTO TRA EDIFICI						
1	01.P12.A15.005	Barre d'acciaio inossidabile ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento, di diametro e lunghezza commerciale. Acciaio AISI 304L.	kg	1189,5	€ 3,68	€ 4.377,36
						€ 138.196,06
ONERI PER LA SICUREZZA			%	1,50%		€ 2.072,94
						€ 140.269,00

Gli edifici in questione hanno i seguenti metri quadri:

- Edificio 1: 1160 m²;
- Edificio 2: 516 m².

Alla luce di questi dati è possibile stimare il costo al m² degli edifici pari a circa 80,11 €/ m².

In ultima analisi si riportano di seguito i costi che ogni intervento comporta.



5.5.1 SISMA BONUS 2018

Il sisma bonus 2018, è la nuova detrazione fiscale introdotta dal governo con la scorsa legge di stabilità ed in vigore a partire dal 1° gennaio 2018. Esso è un'agevolazione che consente ai contribuenti di ottenere una detrazione fiscale Irpef di una percentuale delle spese sostenute per lavori edilizi antisismici su abitazioni ed immobili per attività produttive.

Attualmente infatti è prevista la possibilità di usufruire dell'agevolazione per gli interventi sull'abitazione, prima e seconda casa, sull'immobile adibito ad attività produttiva e sulle parti comuni dei condomini, qualora l'adeguamento sismico sia regolarmente certificato.

Gli immobili, oggetto della nuova detrazione sisma bonus, non solo quelli ubicati nelle zone 1 e 2, ma anche quelli della zona 3, a medio rischio sismico.

Si fa riferimento per il caso di studio al Bonus terremoto e al Nuovo Sismabonus.

Il Bonus Terremoto afferma che per le spese sostenute per l'adeguamento antisismico degli edifici ricadenti nelle zone 1 e 2, altissima e alta pericolosità sismica, è prevista una detrazione pari al 50% delle spese per una soglia massima di spesa di 96 mila euro da suddividere in 5 quote annuali di pari importo a partire dall'anno in cui si sono sostenute le spese.

Il Nuovo Sismabonus sostiene che a partire dal **1° gennaio e fino al 31 dicembre 2021**, le famiglie e le imprese, che effettuano interventi di riduzione di rischio sismico di immobili ricadenti nelle zone 1, 2 e 3, di cui all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, pubblicata nel supplemento ordinario n. 72 alla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003, spetta:

- **sismabonus con detrazione spese al 70%**: se c'è il passaggio ad una classe inferiore di rischio terremoto;
- **sismabonus con detrazione all'80%** se i lavori determinano la riduzione di 2 classi di rischio.

Storicamente, le aree più a rischio sismico sono quelle che si trovano lungo gli Appennini, dall'Appennino Umbro-marchigiano alla Sicilia orientale, per questo motivo che il Governo italiano ha affidato all'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) la creazione di una mappa, in continuo aggiornamento, con la classificazione sismica dell'Italia, distinta in determinate zone accomunate dallo stesso rischio sismico.

Con l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, si è poi provveduto a raggruppare in 4 categorie diverse, il rischio sismico dei comuni italiani, sulla

base non solo della frequenza e della violenza dei terremoti ma anche del cd. PGA, ovvero, il picco di accelerazione al suolo [g], usato per valutare l'ampiezza del moto sismico.

ZONE SISMICHE	VALORI PGA
ZONA 1 (alta)	PGA > 0.25 g
ZONA 2 (medio-alta)	0.15g <PGA<0.25g
ZONA 3 (medio-bassa)	0.05g <PGA<0.15g
ZONA 4 (bassa)	PGA < 0.05g

Tabella 30 Classificazione con i diversi valori di PGA - zone sismiche

Nel caso in esame Settimo Torinese (TO) è classificato in zona sismica 4, ossia nella zona con sismicità molto bassa, dunque la meno esposta al verificarsi di eventi sismici ed, anche, unica categoria ove la detrazione non è concessa.

Tuttavia, la mappa sismica del territorio italiano è in continuo aggiornamento, poiché l'Italia è un paese altamente sismico, per cui vi è la remota possibilità che anche Settimo Torinese possa cambiare la categoria sismica, passando in zona 3. In tal caso sarà possibile applicare la detrazione fiscale per adeguare sismicamente la struttura.

Si riportano di seguito i due casi, l'uno in cui vi è il passaggio da una classe di rischio sismico ad una più inferiore, e l'altro in cui vi è la riduzione di due classi di rischio sismico.

		Costo intervento	Valore da detrarre	Limite detrazione	Quota annuale per 5 anni
Detrazione SISMA BONUS 2018	70%	€ 140.269,00	€ 98.188,30	€ 96.000,00	€ 19.200,00
	80%		€ 112.215,20	€ 96.000,00	

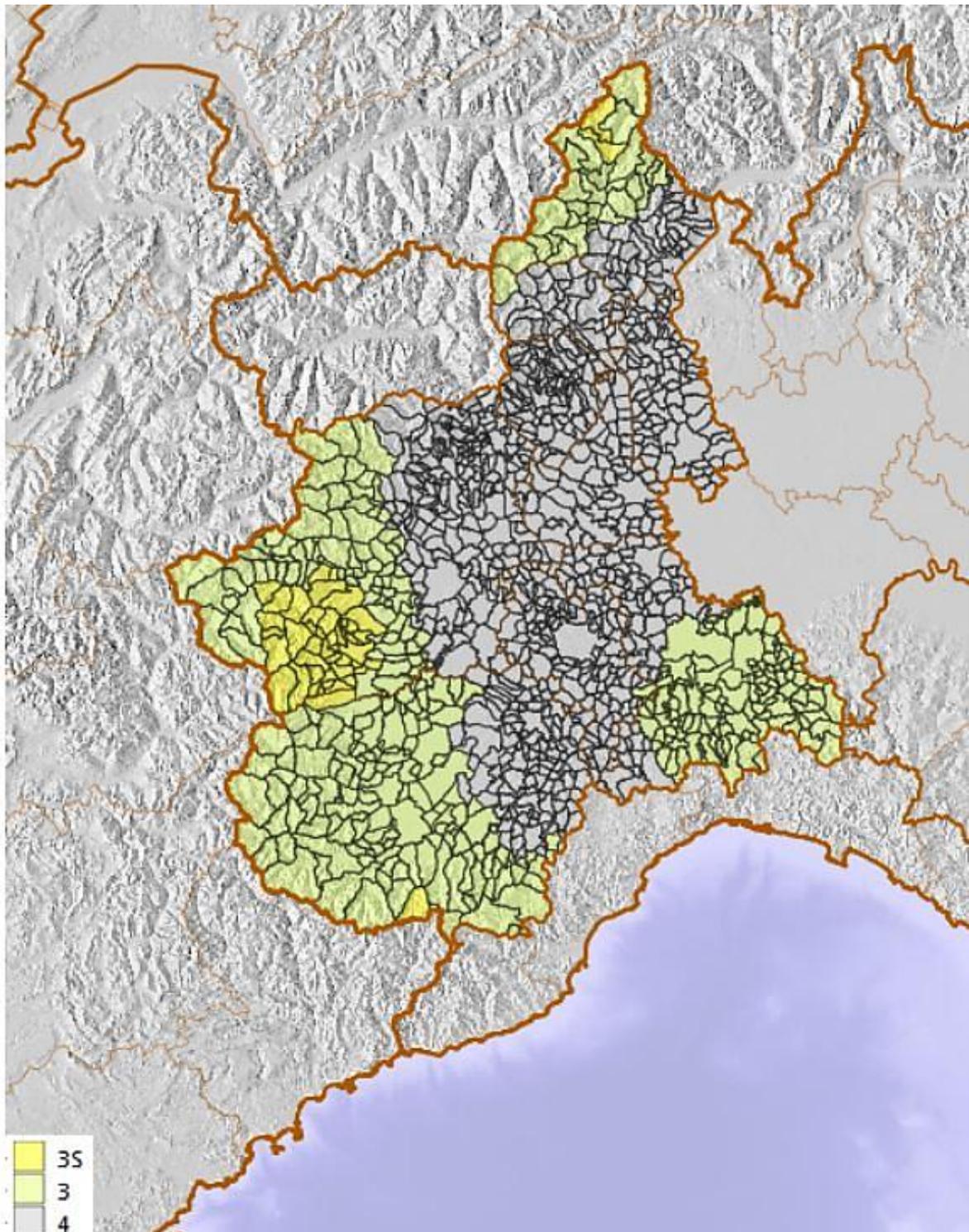


Figura 121 Mappa sismica Piemonte aggiornata 2018

5.6 Stima costo di un capannone industriale di nuova costruzione

Successivamente alla fase di completamento del computo metrico estimativo degli interventi di adeguamento sismico dei capannoni industriali in questione, si è passati alla stima di costo di nuova costruzione di un edificio industriale, avente una strutturazione degli spazi simile al caso di studio e con stessa destinazione d'uso. L'edificio di nuova costruzione si suppone sia progettato con criteri antisismici come stabilito dalla normativa vigente.

Si è fatto riferimento al DEI, Prezzi tipologie edilizie, Collegio degli Ingegneri e Architetti di Milano. Quest'ultima è una raccolta di computi metrici di diverse tipologie edilizie e svariate destinazioni d'uso.

Per questo caso di studio si è ritenuto più affine il modello seguente per computare un edificio industriale di nuova costruzione.

E10 **Complesso industriale**

(capannone, uffici, sistemazioni esterne, impianti fotovoltaico e geotermico)

[indice](#)

DESCRIZIONE DELLE OPERE

[scheda excel](#)

CONSISTENZA

Il complesso industriale realizzato è costituito da un capannone industriale composto da una parte a tutt'altezza denominata "officina" destinata alla produzione ed allo stoccaggio di manufatti industriali (slp pari a 4.765 mq, altezza interno da pavimento finito a estradosso trave 7,10 mt) e da una zona ricavata in testata al capannone all'interno della sua altezza totale organizzata su due piani dove sono ricavati gli uffici, gli spogliatoi operai, la mensa e un locale tecnico impianti (slp pari a 1.285 mq, altezza media interna P.T, 1° piano da pavimento finito a filo inferiore nervature tegoli 2,80 mt).

Sul perimetro del capannone è realizzata una zona carrabile per il carico-scarico, transito e sosta di autocarri e per il parcheggio di automobili. Sono altresì realizzate fasce a verde in corrispondenza dei confini e la formazione di recinzione dell'area.

Dati progetto

Superficie lotto	14.066	mq
Superficie a verde	4.062	mq
Superficie parcheggi/piazzali	4.595	mq
Superficie coperta	5.409	mq
Slp officina	4.765	mq
Slp uffici	1.285	mq
Volume		
Volume officina (slp x 7,10 m)	33.830	mc
Volume uffici (slp x 2,80 m)	3.598	mc
Classificazione energetica		
Classe energetica officina		E
Classe energetica uffici		G

CARATTERISTICHE DELLE OPERE EDILI**STRUTTURA E INVOLUCRO ESTERNO EDIFICIO**

Pulizia dell'area e decespugliamento, scavo di sbancamento generale dell'area interessata dalla nuova edificazione e dalle sistemazioni carrabili esterne, eseguito a sezione aperta con mezzi meccanici, mantenimento in loco della sola terra di coltivo adatta al reimpiego nelle zone destinate a verde (spessore medio scavo 50 cm).

Pali infissi nel terreno dalla quota di esercizio prevista per la posa delle fondazioni e fino a una profondità di 13 m.

Riempimento con mistone di ghiaia, successiva realizzazione di strato superficiale di regolarizzazione in stabilizzato previa posa di strato di separazione tipo geotessuto.

Scavi di fondazione parziali per realizzazione fondazioni, plinti e travi porta pannelli.

Plinti e travi di fondazione in c.a. e successivi reinterri.

Formazione in opera di vespaio aerato e blocco scala/ascensore zona uffici in c.a (n.3 fermate).

Fornitura e posa in opera di struttura prefabbricata in elevazione R120: pilastri e mensole in c.a.v., travi piane impalcato intermedio uffici a "L" in c.a.p., travi piane di copertura sezione "TT" in c.a.p.,.

Copertura officina: tegoli curvi e coppelle in c.a.p. con lucernari fissi in vetroresina/policarbonato e shed con apertura motorizzata in policarbonato, finitura superiore con coibentazione in lana di vetro e lastre grecate in alluminio colore naturale.

Copertura uffici: tegoli piani con sezione "TT" con lucernari apribili e motorizzati in vetroresina/policarbonato, finitura superiore con coibentazione in polistirolo espanso, manto impermeabile con finitura superficiale in scaglie di ardesia.

Sovraccarichi strutture:

- copertura officina: 155 Kg/mq
- copertura piana uffici: 250 Kg/mq
- impalcato primo piano uffici: 500 Kg/mq

Pannelli di tamponamento perimetrali a taglio termico $K=0,39 \text{ Cal/mqK}$, spessore 30 cm con finitura lato esterno in graniglia lavata e finitura lato interno in cemento grigio finito a staggia.

FINITURE OFFICINA

Serramenti a nastro in profili a taglio termico in alluminio termolaccato, vetro basso-emissivo ($K<1,5\text{W/mqK}$), serramenti fascia P.T. con vetri antintrusione; apertura serramenti a sporgere verso l'esterno.

Portoni sezionali in profili di acciaio e pannelli interni ed esterni in lamiera preverniciata gofrata, con tunnel mobili esterni, porte U.S. metalliche.

Pavimento industriale in battuto di cemento da realizzare sopra i pannelli isolanti impianto di riscaldamento, spessore 25 cm, con interposta rete elettrosaldata, finitura superficiale con spolvero di quarzo; formazione di basamenti e vasche impianti.

Tinteggiatura pareti e intradosso copertura.

FINITURE UFFICI

Serramenti a nastro in profili a taglio termico in alluminio termolaccato con vetrocamera antintrusione a bassa remissività ($K<1,5\text{W/mqK}$) con apertura anta-ribalta.

Parete di separazione uffici/officina in blocchetti calcestruzzo con finitura cannettata.

Tavolati interni parte in laterizio parte in blocchetti in cls intonacati e tinteggiati.

Pavimento uffici di tipo sopraelevato galleggiante, struttura in acciaio, pannelli in solfato, finitura superficiale in PVC, pavimenti e rivestimenti spogliatoi, servizi igienici e mensa in gres, pavimenti ingresso e scala in porfido con fasce perimetrali in beola.

Controplafoni uffici in cartongesso.

Porta interne tamburate, separazioni uffici con pareti mobili in cristallo serigrafato.

CARATTERISTICHE DEGLI IMPIANTI

Impianto antincendio con alimentazione da acquedotto comunale, anello di distribuzione perimetrale con idranti UNI70 su colonnine e idranti UNI45.

Impianto di messa a terra mediante posa sul perimetro del capannone di anelli in corda di rame collegati con paline interrate in acciaio zincato

Impianto fotovoltaico a pannelli solari montati su pensilina in acciaio zincato lungo il fronte meridionale dell'officina, capacità 19,99 kw, superficie pannelli 160 mq.

Impianto illuminazione esterna con proiettori installati sui quattro fronti dell'edificio.

Impianto di alimentazione impianti di riscaldamento/condizionamento a pompa di calore (n.2 macchine gemelle) con n.2 pozzi estrazione (70 mt profondità) e n.2 pozzi di restituzione (n.1 pozzo perdente e n.1 pozzo a caduta profondità 17 mt).

Impianto antintrusione con TVCC con rimando a banco ingresso uffici.

TABELLA DEI COSTI PARAMETRICI

$\frac{4.458.169,00}{6.050}$	737,00 Euro	Costo dell'opera al m ²
$\frac{4.458.169,00}{37.428}$	119,00 Euro	Costo dell'opera al m ³

TABELLA RIASSUNTIVA DEI COSTI E PERCENTUALI D'INCIDENZA

Descrizione	Costo in Euro	Incidenza
1 Scavi, riempimenti, geotessuto	261.988,00	5,88%
2 Palificazioni	154.224,00	3,46%
3 Fondazioni	175.154,00	3,93%
4 C.A. in opera (vano scala-ascensore) e	60.588,00	1,36%
5 Strutture prefabbricate (inclusa copertu	667.019,00	14,96%
6 Pannelli di tamponamento perimetrali	182.645,00	4,10%
7 Serramenti di facciata/portoni	187.823,00	4,21%
8 Tunnel mobili per portoni	22.583,00	0,51%
9 Pavimento officina	298.203,00	6,69%
10 Tavolati uffici	44.835,00	1,01%
11 Intonaci uffici	36.573,00	0,82%
12 Controplafoni in cartongesso uffici	44.064,00	0,99%
13 Tinteggiature uffici	31.836,00	0,71%
14 Pavimenti/rivestimenti tradizionali uffici	87.577,00	1,96%
15 Pavimenti galleggianti uffici	59.486,00	1,33%
16 Porte REI uffici	8.813,00	0,20%
17 Porte interne uffici	31.946,00	0,72%
18 Pareti mobili uffici	63.342,00	1,42%
19 Messa a terra	16.524,00	0,37%
20 Impianti elettrici e speciali	508.939,00	11,42%
21 Assistenze murarie impianti elettrici e s	42.489,00	0,95%
22 Impianti meccanici	440.640,00	9,88%
23 Assistenza impianti meccanici	27.760,00	0,62%
24 Carriporti	205.559,00	4,61%
25 Impianto fotovoltaico e pensilina	170.638,00	3,83%
26 Impianto ascensore	27.540,00	0,62%
27 Impianto pompa di calore	126.684,00	2,84%
28 Rete antincendio	27.540,00	0,62%
29 Rete fognatura	88.128,00	1,98%
30 Allacciamenti reti tecnologiche	116.770,00	2,62%
Sistemazioni esterne (massicciata,	158.741,00	3,56%
31 binder, filtrante, recinzioni, cancelli)		
32 Opere da giardiniere	43.513,00	0,98%
33 box esterni	38.005,00	0,85%
Costo totale	4.458.169,00	0%

Dunque, il modello preso come riferimento riporta un costo al m² circa 9 volte maggiore (737 €/m² contro 80.11 €/m²) rispetto al costo stimato a seguito degli interventi proposti. Per cui risulta conveniente per il committente attuare una procedura di adeguamento sismico piuttosto che realizzare un edificio industriale di nuova costruzione con criteri di progettazione antisismica.

CONCLUSIONI

Gli studi condotti in questo lavoro di tesi hanno confermato che la procedura di adeguamento sismico di capannoni industriali in cemento armato, seppur si configurano come strutture semplici monopiano prefabbricate, richiede diversi studi e approfondimenti, indagando dapprima ogni caratteristica dello stato di fatto e successivamente studiando una soluzione progettuale di intervento antisismico.

Lo studio dello stato di fatto si è condotto partendo da un rilievo in sito dei capannoni, analizzando con attenta criticità tutti i nodi tra elementi strutturali principali e secondari, supponendo le problematiche che un sisma provocherebbe al complesso industriale esistente.

Una buona analisi dello stato di fatto compete la verifica delle caratteristiche meccaniche dei materiali di cui è composta la struttura. Per tale ragione sono state effettuate delle prove sperimentali su di essi. Sono stati estratti, da sei colonne tipo, i suddetti 6 provini di calcestruzzo e 3 barre di armatura. In seguito, sono state condotte le prove di compressione, trazione e di modulo elastico presso il laboratorio del dipartimento DISEG del Politecnico di Torino.

Le prove condotte hanno confermato la buona resistenza a compressione e trazione rispettivamente del calcestruzzo e barre di acciaio, conformi alle caratteristiche tecniche recepite dai documenti storici strutturali ed architettonici, ubicati presso il palazzo dell'ex Genio Civile della Regione Piemonte.

Dunque, è stato possibile recepire i dettagli sufficienti per verificare la vulnerabilità sismica dello stato di fatto, dalla quale è emerso che le carenze strutturali riguardano:

- Gli elementi che costituiscono le fondazioni;
- Assenza di collegamento tra trave-colonna e trave-tegoli;
- Ribaltamento delle tamponature in muratura in alcune zone dell'edificio 1;
- Effetto del martellamento tra i due edifici per ridotta distanza tra di essi.

In base alle carenze strutturali dello stato di fatto, sono state effettuate scelte di intervento per la messa in sicurezza degli edifici, focalizzando l'attenzione sulle carenze strutturali verificatesi e cercando di interferire il meno possibile con l'attività industriale.

Le scelte di intervento sono:

- Iniezione di resine nei plinti di fondazione interni agli edifici, poiché essendo una tecnica poca invasiva non interferirebbe le attività e incrementerebbe la resistenza localizzata dei plinti di fondazione;
- Allargamento della sezione del cordolo di fondazione lungo tutto il perimetro degli edifici;
- Il collegamento trave-colonna e trave-tegolo mediante connettori duttili che funzionano come dissipatori di energia;
- Il collegamento tra i due edifici mediante sistemi in acciaio inox per rendere unica la struttura ed evitare l'effetto del martellamento tra i due edifici.

Dunque, è stato quantificato lo studio progettuale proposto (pari a circa 80 €/m²), mediante l'utilizzo del prezzario della Regione Piemonte per alcune fasi lavorative e grazie al contatto diretto con alcune aziende per altri tipi di intervento localizzati.

In ultima analisi si è potuto offrire un piano di intervento progettuale ed economico per adeguare sismicamente la struttura che tenga conto sia della praticità dell'esecuzione sia dell'aspetto economico. È necessario che ogni attività industriale metta in sicurezza il proprio edificio per etica professionale e morale, soprattutto gli edifici che risiedono in zone ad alta sismicità, i quali hanno anche il vantaggio di poter accedere alla detrazione fiscale introdotta dal sisma bonus 2018.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 14 Gennaio 2008 Norma Tecniche per le costruzioni
- [2] Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.
- [3] UNI EN 12390-13, Prova sul calcestruzzo indurito, Determinazione del modulo di elasticità secante in compressione
- [4] AICAP, Progettazione Sismica di edifici in Calcestruzzo Armato vol.2
- [5] Nicola Mordà, Strutture prefabbricate: comportamento e adeguamento sismico, Maggioli 2014
- [6] Linee guida 2011 per la progettazione sismica di strutture prefabbricate, Sezione strutture prefabbricate, ASSOBETON 2014
- [7] Autori vari, Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti, RELUIS, Febbraio 2008
- [8] Protezione civile, RELUIS, CNI, ASSOBETON, Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici
- [9] Marco Boscolo Bielo, Vulnerabilità sismica degli edifici industriali, Legislazione tecnica. 2012, Roma

- [10] F. Micelli, Il comportamento e l'adeguamento sismico dei capannoni industriali prefabbricati, Tesi di laurea magistrale, 2013
- [11] A. Russo, Analisi parametriche e isolamento sismico per l'adeguamento di strutture industriali esistenti, Tesi di laurea magistrale, a.a. 2013-2014
- [12] E. Penolazzi, Adeguamento sismico di edificio in c.a. mediante isolamento alla base: analisi secondo L'Euocodice 8-aspetti economici, Tesi di laurea magiastrale, 2008
- [13] R.Lombardi, Adeguamento sismico e protezione al fuoco degli edifici industriali in c.a., Tesi di laurea magistrale, a.a. 2013-2014
- [14] P.Cicchello, La messa in sicurezza e l'adeguamento sismico degli edifici esistenti, Maggioli, 2010
- [15] Manuale d'uso FaTA-E software per il calcolo strutturale – Stacec s.r.l.
- [16] Martelli A., La sicurezza strutturale: soluzioni di prevenzione del danno sismico, Constructa, Bologna, 2006
- [17] P. Peris, Vademecum per la sicurezza sismica dei fabbricati industriali, marzo 2014
- [18] Prezziario Regione Piemonte 2018

Bibliografia in rete

- [1] http://www.unife.it/interfacolta/design/insegnamenti/materiali-per-prodotto-industriale/PROVA%20DI%20TRAZIONE%20STATICA_sito.pdf
- [2] https://www.unirc.it/documentazione/materiale_didattico/1464_2016_415_24067.pdf
- [3] <http://www.eurekos.it/pagine/scheda.php?menu=1&voce=20&sottovoce=57>
- [4] <http://www.cnim.it/cnimnm/manutenzione/manutenzione.aspx?articleid=3955&zoneid=48>
- [5] <https://www.guidafisco.it/sisma-bonus-requisiti-come-funziona-a-chi-spetta-detrazione-casa-1728>
- [6] http://www.governo.it/sites/governo.it/files/DM_20170228_lineeguida_allA.pdf
- [7] <http://www.ingv.it/it/>

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare il professore A.P. Fantilli, relatore di tesi, per i numerosi consigli ed il supporto che mi ha fornito durante il lavoro di tesi e tirocinio.

Proseguo con il ringraziare l'ing. F. Velardo, il quale mi ha permesso di affrontare ed elaborare il tema del lavoro di tesi; lo ringrazio per la fiducia che mi ha trasmesso nel lavorare su di un argomento così complesso, soprattutto, lo ringrazio per avermi trasmesso la grinta e la curiosità di approfondire continuamente le conoscenze ingegneristiche; infine, lo ringrazio per i preziosi consigli che lui e il suo collega ing. A. Tripodi mi hanno dato sul lavoro di tesi e durante l'attività di tirocinio.

Ringrazio il Sig. Dott. F. Varrese per la disponibilità nell'aver contribuito alla possibilità di esecuzione del rilievo e delle prove in sito e alla verifica sperimentale dei provini estratti in laboratorio, senza le quali non avrei potuto approfondire con opportune considerazioni il lavoro di tesi.

Inoltre, ringrazio tutti i colleghi di università, che sono diventati miei amici, con i quali lo stress universitario si è alleggerito svagandoci al di fuori delle aule: sto parlando dei gruppi "Politechno" e "I miei Vagnoni". Tra questi un grazie particolare va a Sonia che mi ha supportato sempre, nei momenti più bui e soprattutto nei momenti di svago. Grazie Peppe per essermi stato vicino costantemente in ogni periodo che l'ultimo anno e mezzo ci ha uniti, per avermi incoraggiata in ogni situazione spiacevole e per aver accontentato ogni mio desiderio culinario; grazie anche a Piero per i mega pranzi da studente fuori sede, che hanno allievato gli incontri progettuali matti e disperati.

Ringrazio l'intera squadra di pallavolo "Sportidea Gialla" per aver condiviso i momenti più piacevoli e divertenti di questo percorso di studi, ma soprattutto per aver reso familiare anche questa grande città.

Un grazie particolare va alle mie amiche di sempre, vere ed uniche certezze che mi porto nel cuore anche a distanza e che sono riuscite ad essermi vicine sempre e comunque, Marinetta e Vanna.

Vorrei ringraziare molto mia madre, mio padre e Tiziano che, con il loro instancabile sostegno, sia morale che economico, mi hanno permesso di arrivare fin qui davanti a voi oggi, contribuendo alla mia formazione personale. Senza il vostro supporto non avrei potuto mai raggiungere questo grande traguardo. Grazie!

Infine, ringrazio me stessa, il mio carattere e la mia grinta per essere stata forte sin dal primo giorno nell'ambientarmi senza perdermi mai d'animo in una città molto grande; ringrazio la mia spontaneità e forza di mettermi in gioco, senza la quale non sarei mai stata circondata da tutti voi.

Un sentito grazie a tutti coloro che non ho citato esplicitamente, ma hanno contribuito molto nel mio percorso di studi e nel rendere piacevole la mia permanenza a Torino.