


POR PUGLIA FESR 2014-2020 ASSE IV, AZIONE 4.1 e ASSE IX, AZIONE 9.13

Comune di Foggia

Intervento di verifica statica, efficientamento energetico e eliminazione delle barriere architettoniche del lotto A.R.C.A. Capitanata n. 351, sito in Via A. Silvestri nn. 2-4-12-14.

Finanziamento: € 2.300.000,00

	Il progettista  LAIRA S.r.l. Via Tagliamento n° 8 35036 - Montegrotto (PD) Ing. Massimiliano Lazzari	Il Responsabile Unico del Procedimento (Resp. Ufficio Progettazione) Arch. Anna Maria TOMASULO
		Il Dirigente dell'Area Patrimonio Ing. Vincenzo DE DEVITIIS

CODICE A2	ELABORATO Relazione tecnica strutturale	DATA 14/11/2019
AGGIORNAMENTI	L'IMPRESA	IL DIRETTORE DEI LAVORI
RIF.		

Sommario

1	Premessa e descrizione dell'opera	5
2	Documenti di riferimento	8
2.1	Normativa	8
2.2	Documenti di supporto	9
3	Stato di fatto, livelli di confidenza e materiali	11
3.1	Stato di fatto.....	11
3.2	Livello di conoscenza e fattore di confidenza	11
3.3	Materiali dell'esistente.....	14
3.3.1	Caratteristiche meccaniche dei materiali desunti dalla documentazione di progetto originale	14
3.3.2	Caratteristiche meccaniche dei materiali desunti dalle prove	14
3.4	Materiali degli interventi	18
3.4.1	Acciaio per carpenteria metallica	18
3.4.2	Calcestruzzo.....	18
3.4.3	Barre di armatura lenta per c.a. in B450C.....	19
3.4.4	Acciaio per barre da inghisaggi e bulloni precaricati a serraggio controllato.....	19
3.4.5	Barre per il sollevamento	19
3.4.6	Ancoranti chimici ad iniezione tipo "HIT-RE 500 V3"	20
4	Caratterizzazione del sottosuolo	21
4.1	Caratterizzazione statica.....	21
4.2	Categoria sismica	24
5	Analisi dei carichi	26
5.1	Permanenti strutturali.....	26
5.2	Permanenti portati.....	26
5.3	Accidentali	27
5.4	Azione della neve	28
5.5	Azione del vento	28
5.6	Azione sismica.....	30
6	Combinazioni di carico	32
6.1	Combinazioni di carico.....	32
6.2	Coefficienti di combinazione	32

7	Codici di calcolo impiegati.....	34
8	Stato di fatto - Valutazione della sicurezza.....	35
8.1	Modello FEM dell'esistente	35
8.2	Modi di vibrare	37
8.3	Identificazione della tipologia strutturale e del fattore di struttura	39
8.4	Risultati e verifica dei principali elementi strutturali	40
8.4.1	Verifica delle travi	40
8.4.2	Verifica dei pilastri.....	42
8.4.3	Verifica del vano ascensore.....	43
8.5	Conclusioni sulla sicurezza dello stato di fatto	44
9	Stato di progetto	46
9.1	Descrizione dell'intervento	46
9.2	Caratteristiche degli isolatori previsti e loro disposizione.....	50
9.3	Approccio al calcolo ed alla verifica degli elementi strutturali dello stato di progetto.....	52
10	Verifica degli isolatori	54
10.1	Descrizione modello.....	54
10.2	Analisi sismiche	56
10.2.1	Accelerogrammi impiegati	56
10.3	Risultati dell'analisi.....	69
10.3.1	Diagrammi forza – spostamento agli SLC.....	69
10.3.2	Diagrammi di spostamento nel tempo agli SLC	72
10.3.3	Diagrammi forza – spostamento agli SLV	73
10.3.4	Diagrammi forza – spostamento agli SLD.....	75
10.3.5	Diagrammi di spostamento nel tempo agli SLD	77
10.4	Verifica dello spostamento massimo degli isolatori	78
10.5	Tagli sismici massimi agli SLV	79
10.6	Carichi agenti sugli isolatori	80
10.7	Verifica degli isolatori nei confronti dell'azione del vento.....	81
10.8	Elementi fusibili a spina	81
11	Verifica delle mensole di sollevamento dei pilastri	83
11.1	Descrizione	83
11.2	Verifiche.....	85
11.2.1	Verifica delle barre di contrasto	85

11.2.2	Verifica delle pressioni localizzate sul calcestruzzo	85
11.2.3	Elemento A1: Verifica a rifollamento del piatto appoggiato al pilastro	86
11.2.4	Elemento A1: Verifica a taglio e a momento del piatto	87
11.2.5	Elemento A2: Verifica a taglio e a momento del piatto	87
11.2.6	Elementi A2 e B: Verifica bulloni (passaggio del momento)	87
11.2.7	Elemento B: Verifica a taglio e a momento del profilo, sezione A-A (zona costolata) 88	
11.2.8	Elemento B: Verifica a taglio e a momento sezione B-B (non costolata, solo UPN 240) 89	
12	Analisi e verifica della sovrastruttura	90
12.1	Metodologia di analisi e di calcolo delle sollecitazioni	90
12.1.1	Analisi statica agli SLU e agli SLE	90
12.1.2	Analisi sismica agli SLV	90
12.1.3	Analisi sismica agli SLD	93
12.2	Metodologia di verifica	94
12.3	Verifica dei telai longitudinali	95
12.3.1	Verifica travi	95
12.3.2	Verifica pilastri	122
12.4	Verifica dei telai trasversali	133
12.4.1	Verifica travi	133
12.4.2	Verifica pilastri	136
12.5	Verifica nucleo ascensore	137
12.5.1	Verifica nuclei senza interventi	137
12.5.2	Descrizione intervento di rinforzo	139
12.5.3	Verifica interventi	140
12.6	Verifica del solaio del piano terra	157
12.6.1	Verifica della lamiera grecata	157
12.6.2	Verifica di resistenza dei profili	159
12.6.3	Verifica dei bulloni di connessione dei profili	161
12.6.4	Verifiche di deformabilità dei profili	163
12.6.5	Verifica della soletta	164
12.7	Verifica degli spostamenti agli SLD	170
13	Analisi e verifica delle fondazioni e del terreno	171
13.1	Introduzione	171



LAIRA SRL
Via taglio 8 – Montegrotto Terme
Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

13.2	Verifiche strutturali	171
13.2.1	Sollecitazioni	171
13.2.2	Verifiche a flessione	173
13.2.3	Verifiche a taglio	175
13.3	Verifica della capacità portante del terreno	179
13.3.1	Calcolo capacità portante	179
13.3.2	Verifica	182
14	Conclusioni.....	183

1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione tratta la verifica strutturale dei due condominii del lotto n.351 siti a Foggia. La verifica è necessaria a seguito dell'intervento d'isolamento proposto al fine di conseguire l'adeguamento sismico delle due palazzine, dato che si è riscontrata un'insufficiente resistenza delle stesse allo stato attuale.

I due condominii, di proprietà dell'Agenzia Regionale per la Casa e l'Abitare (ARCA Capitanata), sono localizzati in via Antonio Silvestri ai civici 4,6,12 e 14 nel quartiere di Ortona sud del comune di Foggia. La costruzione risale agli anni '70, in particolare nella Relazione a strutture ultimate il direttore lavori dichiarò l'ultimazione delle strutture in c.a. il 12/01/1977.

I condominii sono costituiti da sei piani ciascuno, al piano terra sono stati realizzati dei box a servizio dei diversi appartamenti e i locali impiantistici, ai piani superiori si trovano 20 appartamenti, 4 per ciascun piano di un condominio, la copertura, piana, risulta facilmente accessibile mediante un torrino che costituisce una prosecuzione in copertura del vano scale. Le due palazzine sono sostanzialmente analoghe, fatto salvo al più per alcune differenze nel distributivo del piano terra. La sagoma dei fabbricati presenta dimensioni di 43.20 m in lunghezza, 10.80 m in larghezza e un'altezza di 20.30 m in sommità al parapetto della copertura e 22 m in sommità al torrino.

Ciascun condominio è realizzato accostando tra loro due blocchi strutturalmente analoghi, denominati A/1, A/2 (civici 2 e 4) per il primo condominio e C/1, C/2 (civici 12 e 14) per il secondo. Per ognuno di questi blocchi è presente un vano scala a servizio di dieci appartamenti disposti sui cinque piani.

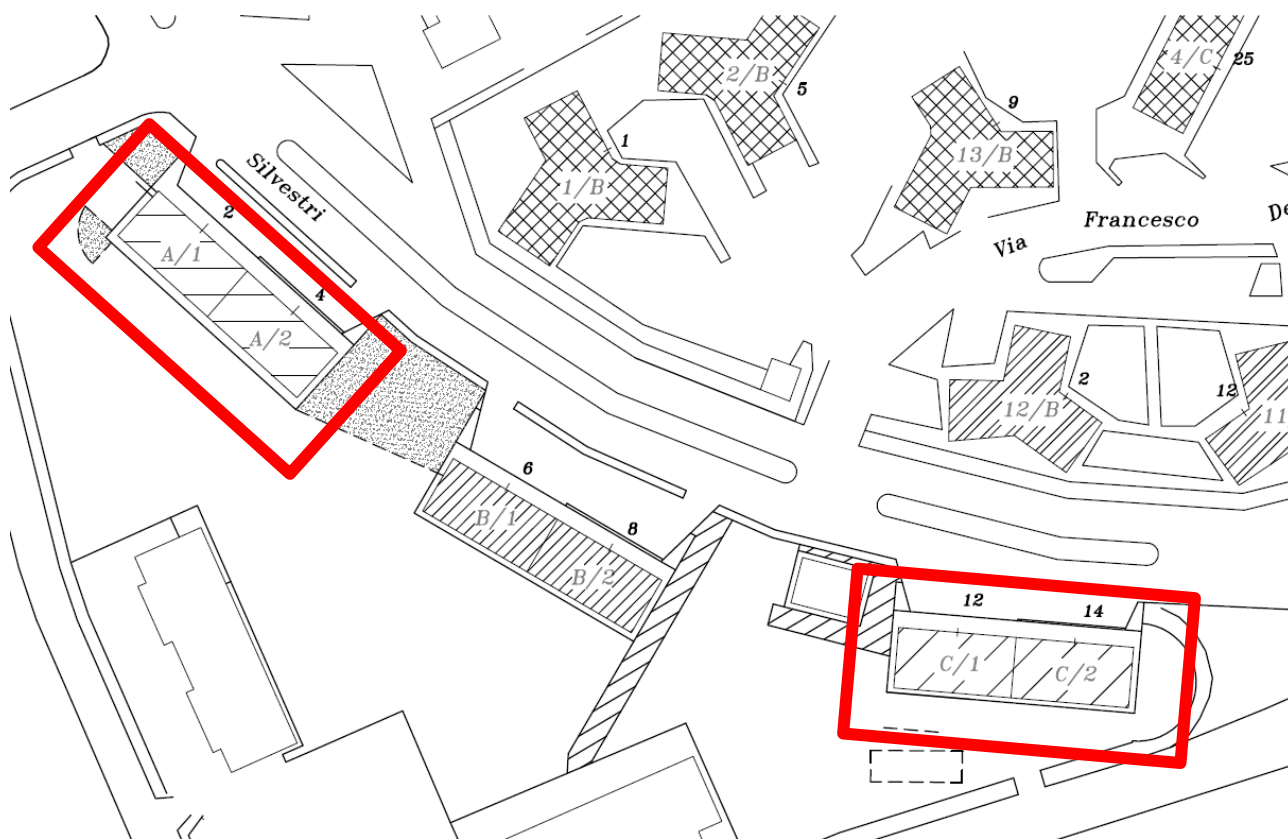


Figura 1: Lotto n.351 – Planimetria generale d'inquadramento.



Figura 2: Lotto n.351 - Vista nord-est.

Strutturalmente i condomini presentano solai in latero-cemento con travetti e pignatte 20+3 cm, orditi in direzione trasversale su telai in c.a., questi ultimi scaricano a terra sia i carichi verticali che quelli longitudinali. Trasversalmente, mancando le travi trasversali per ciascun pilastro, la struttura può ritenersi sostanzialmente pendolare, controventata dai nuclei ascensore presenti nella zona del vano scale. La maglia strutturale presenta un passo variabile tra 4.18m e 4.38 m in longitudinale e due campate di 4.40 m e 6.00 m in trasversale.

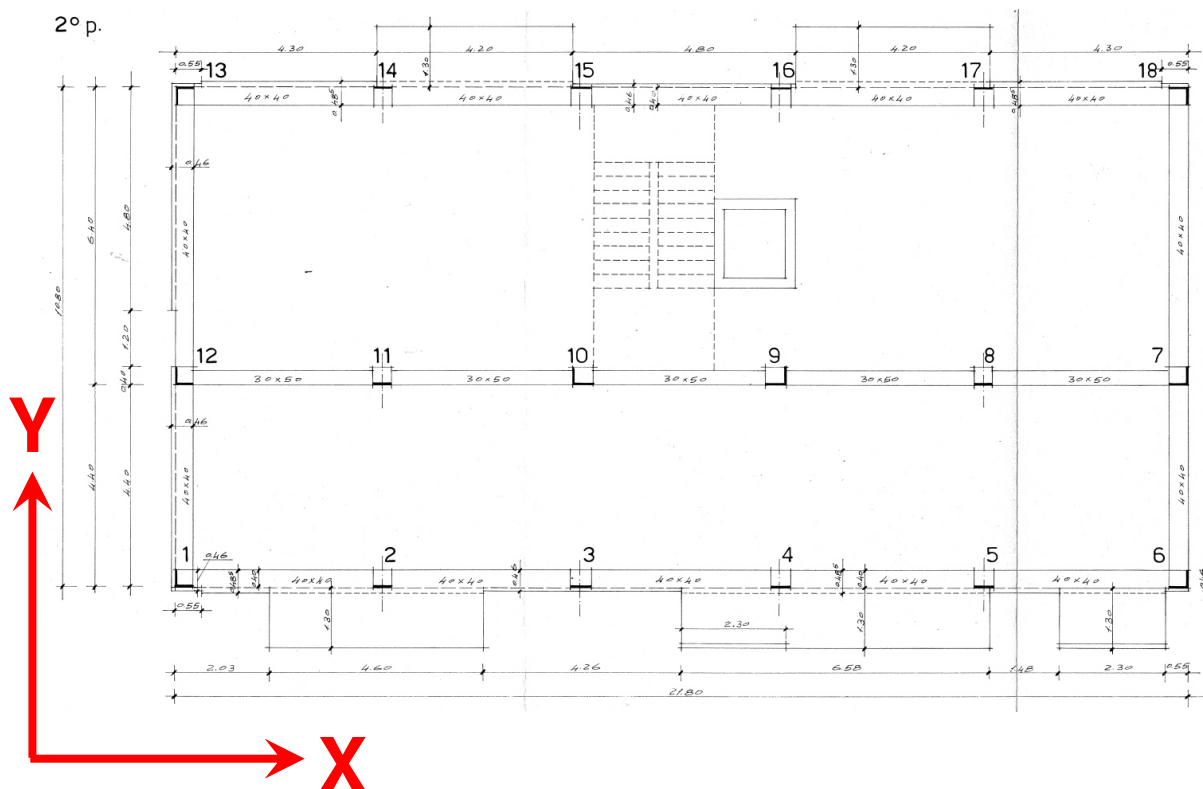



Figura 3: Lotto n.351 – Pianta strutturale originale delle travi e dei pilastri e assi di riferimento.

 <div> <div>LAIRA SRL</div> <div>Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme</div> <div>Ing. Massimiliano Lazzari</div> </div>	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	<i>A2. Relazione tecnica strutturale</i>

Nel seguito la relazione si sviluppa come segue:

1. Descrizione carichi, materiali e modelli di calcolo impiegati.
2. Valutazione della sicurezza strutturale dello stato di fatto.
3. Progettazione interventi di adeguamento sismico (isolamento) e rinforzo strutturale con relative verifiche.

Alla luce dei documenti a disposizione e secondo quanto indicato in precedenza, si è visto che i due blocchi A e C sono sostanzialmente analoghi; pertanto le verifiche strutturali saranno condotte con riferimento al singolo blocco, intendendosi valide anche per l'altro.

 LAIRA SRL Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	A2. Relazione tecnica strutturale

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa

Le verifiche sono effettuate in accordo con:

[1] Norme tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018

[2] Circolare n.7 del 21/01/2019, Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, sono stati utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità (vedi §12 Norme tecniche 2018).

[3] UNI EN 206-1:2006 - Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità.

[4] UNI 11104: 2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.

[5] Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

[6] Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera - Documento positivamente licenziato con Parere n. 80/2016, espresso dalla Prima Sezione del C.S.LL.PP. nell'adunanza del 30 marzo 2017.

[7] UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.

[8] UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.

[9] UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generale e regole per gli edifici.

[10] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[11] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

- [12] UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- [13] Norma CNR 10011/97 Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- [14] Norma UNI-EN 10083 – Acciai da bonifica – Condizioni tecniche di fornitura degli acciai non legati di qualità

2.2 Documenti di supporto

Al fine di determinare i carichi agenti, le caratteristiche geometriche e costruttive del fabbricato e la sua storia, si è fatto riferimento ai seguenti documenti di progetto originali dell'epoca:

- [15] Relazione delle strutture in c.a. del 01/07/1975 firmata dall'Ing. Michelangelo Regina e depositata al Genio Civile di Foggia il 07/10/1975 al n.7011 di protocollo.
- [16] Elaborati grafici progettuali (S = strutturali, A = Architettonici) di luglio 1975, depositati al Genio Civile di Foggia il 07/10/1975 al n.7011 di protocollo:

Numero	Titolo tavola
S1	Fondazione e travi di marciapiede
S2	Tabella pilastri
S3	Scala locale macchine
S4	Fili fissi – travi di calpestio 1° piano
S5	Carpenterie
S6	Travi calpestio 2° piano
S7	Travi calpestio 3° - 4° piano
S8	Travi calpestio 5° p. e copertura
A1	Planimetria definitiva di progetto
A2	Piante
A3	Piano tipo e sezione
A4	Prospetti
A5	Particolari costruttivi

- [17] Certificati di prova a compressione su provini cubici di calcestruzzo del 15/02/1977, rilasciati dal laboratorio GIEPI di Foggia.
- [18] Verbale di prova di carico su solaio di calpestio del 16/06/1977 e del 17/06/1977.
- [19] Relazione a strutture ultimate del direttore lavori, Ing. Giuseppe Soricaro, del 21/07/1977; nella quale si certifica il termine dei lavori il giorno 12/01/1977.

 LAIRA SRL Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	<i>A2. Relazione tecnica strutturale</i>

[20] Certificato di collaudo del 06/10/1978 dell'Ing. Pasquale Armillotta.

[21] Disegni architettonici realizzati dall'ARCA Capitanata per gli interventi del 2003.

I documenti sopracitati sono stati integrati dalle indagini geologiche e sui materiali realizzati sullo stato di fatto attuale degli edifici, le cui relazioni costituiscono un allegato alla presente relazione:

[22] Relazione geologica e sulle indagini geognostiche dello studio geologico del Dott. Geol. Giancarlo Nigro di Dicembre 2018

[23] Certificati di prova sui materiali del laboratorio GIEPI di Foggia pervenuti il 08/03/2019.

 LAIRA SRL Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	A2. Relazione tecnica strutturale

3 STATO DI FATTO, LIVELLI DI CONFIDENZA E MATERIALI

3.1 Stato di fatto

Per le verifiche degli elementi strutturali esistenti è di fondamentale importanza conoscere lo stato di fatto del fabbricato effettivamente realizzato. Si è quindi provveduto a considerare i documenti di progetto a disposizione e le indagini strutturali e geotecniche svolte, dalle quali è possibile osservare quanto segue:

- I documenti riportano un unico progetto per entrambi i condominii, che risultano costruiti in contemporanea con tecniche analoghe e coeve. Alla luce di ciò appare ragionevole assumere che i due fabbricati siano sostanzialmente analoghi in termini strutturali e pertanto le verifiche strutturali oggetto di relazione saranno condotte solamente con riferimenti a uno dei due condominii del lotto n.351.
- I disegni e la relazione di calcolo originale sono relativi al singolo blocco dei due che compongono i condominii. Sulla base dei disegni del 2003 e dei rilievi condotti in sito, si può desumere come ciascuna delle strutture dei condominii sia realizzata semplicemente affiancando le strutture dei due blocchi sovrapponendone i pilastri di estremità a formare in un unico pilastro centrale di caratteristiche analoghe a quelle dei pilastri d'estremità. Le verifiche condotte nel seguito si basano su questa considerazione.
- Dai rilievi in sito effettuati le fondazioni a "T" rovescia presentano una base larga 1.6 m anziché 2.0 m come da progetto.

3.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Sulla base della conoscenza raggiunta sullo stato di fatto del fabbricato esistente è possibile stabilire il fattore di confidenza secondo quanto indicato nel seguito.

Come riportato al §8.5.4. della circolare n.7 del 21/01/2019, è necessario definire un livello di conoscenza dell'edificio e di conseguenza un fattore di confidenza da utilizzare sui materiali per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali portanti.

Il livello di conoscenza dell'edificio si basa sui dati a disposizione. Si ha a disposizione la seguente documentazione dell'epoca di realizzazione:

- A** Elaborati grafici progettuali architettonici originali ([16])
- B** Elaborati grafici progettuali strutturali originali ([16])
- C** Relazione di calcolo delle strutture in c.a. ([15])
- D** Certificati di prova sui materiali ([17])
- E** Relazione a strutture ultimate ([19])
- F** Certificato di collaudo ([20])

Per quanto concerne documentazione successiva alla realizzazione:

- G** Rilievo architettonico del 2003 da cui si deducono le carpenterie ([21])

 LAIRA SRL Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	A2. Relazione tecnica strutturale

Ai fini dell'intervento oggetto della presente relazione sono state redatte:

- H** Relazione geologica ([22])
- I** Relazione di prova sui materiali ([23]) relativa a campagna di test che si compone di:
 - I.1** 29 prove distruttive di compressione su carote di calcestruzzo prelevate da travi fondazione (2+2), pilastri dal piano terra al piano quinto (13+12);
 - I.2** 31 (11+20) prove semi-distruttive di pull-out su calcestruzzo di travi e pilastri dal piano primo al piano quinto;
 - I.3** 11 prove distruttive di trazione di barre d'armatura su campioni prelevati da fondazioni (2+2), pilastri e travi (5+2);
 - I.4** 24 (8+16) prove non distruttive di durezza dell'acciaio eseguite in situ su travi e pilastri dal piano secondo al piano quinto;
 - I.5** 78 (38+40) rilievi di armatura mediante pacometro di travi, pilastri e solai dal piano terra al piano quinto;
 - I.6** 4 (2+2) saggi visivi delle fondazioni.

Dalla documentazione consultata e dalle indagini in sito è stato possibile identificare con precisione la geometria degli elementi portanti e dei dettagli strutturali e le caratteristiche meccaniche dei materiali in opera.

Si riportano gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza ed il valore di conoscenza raggiunto:

Geometria

La geometria è compiutamente desunta dai disegni originali (A, B, C), da rilievi completi recenti (G, nessuna modifica dell'edificio successiva alla data del rilievo), da ricognizioni in situ nonché dai rilievi eseguiti nella campagna di prove (I.6).

Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi vengono compiutamente desunti dai disegni originali completi (B) e relazione di calcolo originale (C).

Le indagini di cui ai punti **I.3, I.4, I.5** rappresentano 113 rilievi puntuali delle posizioni di armatura. Su di un totale di circa 850 elementi che compongono travi di fondazione, pilastri e travi in elevazione di due edifici (civici 2/4 e 12/14), le indagini hanno interessato in totale il 13.5% degli stessi. Alla luce di quanto alla Tab. 8.5.V e relative note (nota a) di [2], in virtù della ripetitività della struttura (due edifici analoghi, coevi e ognuno dei quali realizzato affiancando due blocchi uguali aventi pilastri che si ripetono uguali in pianta e travi che si ripetono uguali dal piano primo al quarto) si può assumere che il livello di indagine dei dettagli costruttivi sia quantomeno limitato.

Proprietà dei materiali

I materiali vengono compiutamente definiti nelle specifiche originali (disegni originali completi **B** e relazione di calcolo originale **C**), nei rapporti di prova originali (D) e nel certificato originale di collaudo (F).

 LAIRA SRL Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	<i>A2. Relazione tecnica strutturale</i>

Per quanto concerne il calcestruzzo, la campagna di prove ne ha previsto almeno 2 distruttive **(I.1)** per quasi ogni piano di almeno un lotto (ovvero civili 2/4 e 12/14) ed almeno 2 semi-distruttive **(I.2)** per ogni piano di ogni blocco.

Per quanto concerne l'acciaio da calcestruzzo, la campagna di prove ne ha previsto da 1 a 2 distruttive **(I.3)** per le fondazioni ed il piano terra di almeno un lotto (ovvero civili 2/4 e 12/14) ed almeno 2 non distruttive **(I.4)** per ogni piano superiore o uguale al primo di ogni lotto.

Il piano tipico di ogni singolo blocco presenta un'area di circa 470 m²: alla luce di quanto alla Tab. 8.5.V e relative note (b, c, d) di [2], in virtù della ripetitività della struttura (due edifici identici ognuno dei quali realizzato affiancando due blocchi uguali aventi pilastri che si ripetono uguali in pianta e travi che si ripetono uguali dal piano primo al quarto) si può assumere che il livello di prove dei materiali sia quantomeno esteso.

Livello di conoscenza

Secondo quanto in precedenza, il livello di conoscenza può essere assunto **LC3**.

Fattore di confidenza

Essendo il livello di conoscenza LC3, Il fattore di confidenza **FC** è stato assunto pari a **1.0**

3.3 Materiali dell'esistente

Si distingue tra i materiali dello stato di fatto, impiegati all'epoca della costruzione e i materiali previsti nell'intervento di adeguamento proposto.

3.3.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali desunti dalla documentazione di progetto originale

3.3.1.1 Calcestruzzo per fondazioni

<u>Classe calcestruzzo</u>	<u>Rck 150</u>
Tensione caratteristica a rottura a compressione, R_{ck}	15 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck}	12.45 MPa
Coefficiente di sicurezza, γ_c	1.5
Coefficiente α_{cc}	0.85
Resistenza di progetto cilindrica a compressione f_{cd}	7.06 MPa

3.3.1.2 Calcestruzzo per travi e pilastri

<u>Classe calcestruzzo</u>	<u>Rck 200</u>
Tensione caratteristica a rottura a compressione, R_{ck}	20 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck}	16.6 MPa
Coefficiente di sicurezza, γ_c	1.5
Coefficiente α_{cc}	0.85
Resistenza di progetto cilindrica a compressione f_{cd}	9.41 MPa

3.3.1.3 Acciaio per armatura lenta in barre

<u>Tipo di acciaio in barre</u>	<u>FeB 38 K</u>
Tensione caratteristica a rottura, f_{tk}	380 MPa
Tensione caratteristica di snervamento, f_{yk}	430 MPa
Coefficiente di sicurezza, γ_s	1.15
Tensione di progetto di snervamento, f_{yd}	330 MPa

3.3.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali desunti dalle prove

Il laboratorio Giepi ha compiuto una campagna di prove sia in situ che in laboratorio al fine di determinare la geometria degli elementi utilizzati nonché le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati. Le prove eseguite sono:

Calcestruzzo:

- Prove di compressione in laboratorio su carote prelevate in situ;
- Prove pull-out in situ;
- Saggi visivi delle carpenterie degli elementi in c.a. non a vista.

Acciaio d'armatura:

- Prove di trazione su spezzoni di barra prelevati in situ (sia staffe che barre longitudinali);
- Prove di durezza in situ;
- Rilievi pacometrici.

I risultati sono contenuti in specifico report allegato alla presente ([23]). Si riporta in modo sintetico la rielaborazione statistica dei risultati provenienti dalle prove su calcestruzzo e acciaio:

Calcestruzzo - Prove di compressione su carote							
cert. prova	civico	codice provino	carico rottura R_{ck} [MPa]	posizione	Fattore disturbo	R_{ck} corretto [MPa]	R_{ck} medio [MPa]
460382	2_4	C1	15.93	elevaz.	1.09	17.43	20.0
	2_4	C2	24.05	elevaz.	1.08	26.02	
	2_4	C3	16.26	elevaz.	1.09	17.78	
	2_4	C4	29.97	elevaz.	1.06	31.77	
	2_4	C5	11.07	elevaz.	1.10	NS	
	2_4	C6	23.16	elevaz.	1.08	25.10	
460427	2_4	C9	15.38	elevaz.	1.09	16.84	
	2_4	C10	14.73	elevaz.	1.10	16.13	
	2_4	C11	14.39	elevaz.	1.10	15.77	
	2_4	C12	15.50	elevaz.	1.09	16.96	
	2_4	C13	14.86	elevaz.	1.10	16.27	
460400	2_4	C7	17.34	fond.	1.09	18.95	18.6
	2_4	C8	16.70	fond.	1.09	18.26	
460379	12_14	C1	19.14	elevaz.	1.09	20.88	21.0
	12_14	C2	23.55	elevaz.	1.08	25.50	
	12_14	C3	18.36	elevaz.	1.09	20.04	
	12_14	C4	18.61	elevaz.	1.09	20.31	
	12_14	C5	20.78	elevaz.	1.09	22.62	
	12_14	C6	20.56	elevaz.	1.09	22.39	
	12_14	C7	18.31	elevaz.	1.09	19.99	
	12_14	C8	19.05	elevaz.	1.09	20.78	
	12_14	C9	18.11	elevaz.	1.09	19.77	
	12_14	C10	19.84	elevaz.	1.09	21.63	
	12_14	C11	17.91	elevaz.	1.09	19.56	
	12_14	C12	18.71	elevaz.	1.09	20.42	
	12_14	C13	18.22	elevaz.	1.09	19.89	
	12_14	C14	18.59	elevaz.	1.09	20.29	
460399	12_14	C15	17.26	fond.	1.09	18.86	18.1
	12_14	C16	15.84	fond.	1.09	17.33	

Calcestruzzo - Prove pull-out					
cert. prova	civico	codice	carico rottura R_{ck} [MPa]	posizione	R_{ck} medio [MPa]
8776	4	PO-1	24.27	elevaz.	22.7
	4	PO-2	23.85	elevaz.	
	4	PO-3	21.03	elevaz.	
	4	PO-4	20.07	elevaz.	
	4	PO-5	23.00	elevaz.	
	4	PO-6	24.56	elevaz.	
8777	2	PO-7	23.09	elevaz.	
	2	PO-8	23.37	elevaz.	
	2	PO-9	24.57	elevaz.	
	2	PO-10	23.05	elevaz.	
	2	PO-11	19.08	elevaz.	
8774	14	PO-1	27.81	elevaz.	23.7
	14	PO-2	31.97	elevaz.	
	14	PO-3	18.60	elevaz.	
	14	PO-4	24.01	elevaz.	
	14	PO-5	22.13	elevaz.	
	14	PO-6	18.88	elevaz.	
	14	PO-7	26.32	elevaz.	
	14	PO-8	26.39	elevaz.	
	14	PO-9	28.00	elevaz.	
	14	PO-10	17.45	elevaz.	
8775	12	PO-11	15.49	elevaz.	
	12	PO-12	28.50	elevaz.	
	12	PO-13	28.58	elevaz.	
	12	PO-14	33.40	elevaz.	
	12	PO-15	16.83	elevaz.	
	12	PO-16	22.55	elevaz.	
	12	PO-17	29.45	elevaz.	
	12	PO-18	19.17	elevaz.	
	12	PO-19	19.11	elevaz.	
	12	PO-20	20.19	elevaz.	

Acciaio - Prove trazione									
cert. prova	civico	codice	ϕ [mm]	posizione	tipo	f_y [MPa]	f_t [MPa]	A [%]	$f_{y,media}$ [MPa]
460383	4	PF1	14.14	elevaz.	L	432	658	73	529
460384	2	PF2	14.15	elevaz.	L	575	781	53	
460387	2	PF5	13.64	elevaz.	L	538	701	78	
460388	4	PF6	13.62	elevaz.	L	511	688	77	
460389	2	PF7	6.42	elevaz.	L	589	784	264	
460495	2	PF3	20	fond.	L	387	564	19	387
460496	4	PF4	20	fond.	L	386	563	19	
460377	12	PF2	15.97	elevaz.	L	373	560	18	433
460378	14	PF1	14.13	elevaz.	L	493	723	21	
460515	12	PF3	19.63	fond.	L	384	567	18	388
460516	14	PF4	19.52	fond.	L	391	571	18	

 <div> LAIRA SRL Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari </div>	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	A2. Relazione tecnica strutturale

I risultati delle prove sul calcestruzzo sono stati rielaborati con il fattore di disturbo per le operazioni di prelievo secondo le indicazioni riportate in [6].

I risultati delle prove mettono in luce quanto segue:

- I valori medi di resistenza del calcestruzzo delle elevazioni si attestano a 20.0 e 21.0 MPa;
→ tale risultato è indice di un calcestruzzo comunque scadente (R_{ck} 200 di progetto → 20 MPa valore caratteristico, non medio);
→ alla luce di quanto al § C8.5.4.2 di [2], comunque, tali valori, divisi per il fattore di confidenza ($FC = 1.0$), vengono utilizzati come resistenza dei materiali;
→ stando quanto in precedenza, **si utilizza R_{ck} pari a 20 MPa per tutte le verifiche di resistenza degli elementi delle elevazioni.**
- I valori medi di resistenza del calcestruzzo delle fondazioni si attestano a 18.0 e 18.6 MPa;
→ tale risultato è in linea con le prescrizioni di progetto (R_{ck} 150);
→ alla luce di quanto al § C8.5.4.2 di [2], comunque, tali valori, divisi per il fattore di confidenza ($FC = 1.0$), potrebbero essere utilizzati come resistenza dei materiali;
→ stando quanto in precedenza, in via cautelativa **si utilizza R_{ck} pari a 15 MPa per tutte le verifiche di resistenza degli elementi delle fondazioni.**
- I valori medi di tensione di snervamento dell'acciaio delle elevazioni si attestano a 529 e 433 MPa;
→ tali risultati evidenziano una resistenza decisamente superiore a quella del materiale prescritto in progetto (FeB38k → $f_{yk} = 380$ MPa);
→ si riscontra, inoltre, una decisa differenza tra l'acciaio dei civici 2 e 4 (529 MPa) e quello dei civici 12 e 14 (433 MPa);
→ stando quanto in precedenza, **si considera un acciaio FeB38k per le verifiche generali di resistenza;**
→ alla luce di quanto al § C8.5.4.2 di [2], comunque, i valori medi, divisi per il fattore di confidenza ($FC = 1.0$), potrebbero essere utilizzati come resistenza dei materiali;
→ si fa ricorso ad una resistenza maggiorata dell'acciaio in alcune verifiche particolarmente gravose ed, in via cautelativa, si considera come valore medio per la **resistenza maggiorata la media dei valori relativi ai soli civici 12 e 14 cautelativamente ridotto e pari a 411 MPa (invece che 433 MPa).**
- I valori medi di resistenza dell'acciaio delle fondazioni si attestano a 387 e 388 MPa;
→ tali risultati evidenziano una resistenza decisamente superiore a quella del materiale prescritto in progetto (FeB32k → $f_{yk} = 320$ MPa);
→ alla luce di quanto al § C8.5.4.2 di [2], comunque, i valori medi, divisi per il fattore di confidenza ($FC = 1.0$), potrebbero essere utilizzati come resistenza dei materiali;
→ si fa quindi ricorso ad una resistenza maggiorata dell'acciaio ed, in via cautelativa, si considera come valore medio per la **resistenza maggiorata la media dei valori ovvero 387 MPa.**

3.4 Materiali degli interventi

Per gli interventi di nuova realizzazione e di rinforzo delle strutture esistenti s'impiegano i materiali previsti dall'attuale normativa (NTC18) con i relativi coefficienti di sicurezza

3.4.1 Acciaio per carpenteria metallica

Per la carpenteria metallica del solaio del piano terra s'impiega acciaio S355, mentre per i rinforzi del vano ascensore s'impiega acciaio S450, aventi le seguenti caratteristiche:

3.4.1.1 Caratteristiche meccaniche S355

Modulo elastico:	$E_s = 210000$	MPa
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Resistenza allo snervamento (sp. $t \leq 40\text{mm}$):	$f_{yk} = 355$	MPa
Resistenza ultima ($t \leq 40\text{mm}$):	$f_{tk} = 510$	MPa

3.4.1.2 Caratteristiche meccaniche S450

Modulo elastico:	$E_s = 210000$	MPa
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Resistenza allo snervamento (sp. $t \leq 40\text{mm}$):	$f_{yk} = 440$	MPa
Resistenza ultima ($t \leq 40\text{mm}$):	$f_{tk} = 550$	MPa

3.4.1.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Resistenza sezioni (cl. 1÷4):	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza instabilità membrature (edifici):	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza per sezioni indebolite dai fori e per unioni:	$\gamma_{M2} = 1.25$

3.4.1.4 Valori di progetto S355

Tensione di progetto allo snervamento:	$f_{yd} = 355 / 1.05 = 338 \text{ Mpa}$
Tensione di progetto per instabilità membrature (edifici):	$f_{yd} = 355 / 1.05 = 338 \text{ Mpa}$
Tensione di progetto per azioni taglianti:	$\tau_d = 355 / \sqrt{3} / 1.05 = 195 \text{ Mpa}$

3.4.1.5 Valori di progetto S450

Tensione di progetto allo snervamento:	$f_{yd} = 440 / 1.05 = 419 \text{ Mpa}$
Tensione di progetto per instabilità membrature (edifici):	$f_{yd} = 440 / 1.05 = 419 \text{ Mpa}$
Tensione di progetto per azioni taglianti:	$\tau_d = 440 / \sqrt{3} / 1.05 = 242 \text{ Mpa}$

3.4.2 Calcestruzzo

Per la realizzazione dei nuovi setti e del nuovo solaio al piano terra si prescrive l'impiego di calcestruzzo C28/35.

3.4.2.1 Caratteristiche meccaniche

Classe di resistenza cubica:	C28/35
------------------------------	--------

Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 28$	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36$	MPa
Resist. a trazione media:	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.77$	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} = 1.94$	MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 32.308$	GPa
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$

3.4.2.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_c = 1.50$
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_{cc} = 0.85$

3.4.2.3 Valori di progetto

Resistenza a compressione di progetto:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 15.87$	MPa
Resistenza a trazione di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29$	MPa
Copri ferro minimo:	30 mm	

3.4.3 Barre di armatura lenta per c.a. in B450C

3.4.3.1 Caratteristiche meccaniche

Modulo elastico:	$E_s = 210000$	MPa
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 450$	MPa
Tensione di rottura	$f_{tk} = 540$	MPa

3.4.3.2 Valori di progetto

Coefficiente di sicurezza materiali:	$\gamma_s = 1.15$
Snervamento di progetto materiali:	$f_{vd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ Mpa}$

3.4.4 Acciaio per barre da inghisaggi e bulloni precaricati a serraggio controllato

Classe acciaio	10.9	
Resistenza a rottura per trazione ($f_{u,k}$ secondo EC)	$f_t = 1000$	MPa
Resistenza allo snervamento ($f_{y,k}$ secondo EC)	$f_y = 900$	MPa
Coefficiente di sicurezza per la resistenza dei bulloni,	$\gamma_{M2} = 1.25$	
Resistenza di progetto per tensioni normali	$f_{d,N} = 0.9 f_{tb} / \gamma_{M2} = 720$	MPa
Resistenza di progetto per tensioni tangenziali	$f_{d,V} = 0.5 f_{tb} / \gamma_{M2} = 400$	MPa

3.4.5 Barre per il sollevamento

Per le operazioni di sollevamento s'impiegano barre M33 inghisate nei pilastri. Dette barre sono realizzate con acciaio speciale da bonifica 42 CrMo 4 tipo "ASTM 193 GRADO B7" avente le seguenti caratteristiche (per barre con diametro compreso tra 16mm e 40 mm):

Tensione di snervamento:	$f_y = 720$	MPa
--------------------------	-------------	-----



LAIRA SRL
Via taglio 8 – Montegrotto Terme
Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

Tensione di rottura:	$f_t = 860$	MPa
Area resistente M33:	$A_{res} = 694$	mm ²
Coefficiente di sicurezza:	$\gamma_{M2} = 1.25$	
Resistenza di calcolo a trazione:	$F_{t,Rd} = 429.7$	kN
Resistenza di calcolo a taglio:	$F_{v,Rd} = 286.5$	kN

3.4.6 Ancoranti chimici ad iniezione tipo “HIT-RE 500 V3”

Ancorante composto da una resina base epossidica bisfenolo A/F (esente da stirene) con riempitivo inorganico e da una miscela indurente con poliammine, polvere di quarzo e cemento, tipo HILTI HIT-RE 500 V3 o equivalente. L'ancorante verrà accoppiato con d'armatura B450C o barre filettate di classe 10.9.

4 CARATTERIZZAZIONE DEL SOTTOSUOLO

Dai dati ricavati mediante indagini geologiche in prossimità ai due fabbricati [22] si è potuto caratterizzare il sottosuolo presente.

4.1 Caratterizzazione statica

Si richiama in seguito un riassunto delle conclusioni dedotte dall'analisi geologica:

- Il sito, localizzabile attraverso le coordinate (WGS84) N 41.438222° E 15.559676° ha un assetto morfologico pianeggiante e quota media di 68 metri circa s.l.m.; il sottosuolo di progetto è costituito da depositi continentali di origine alluvionale, rappresentati in buona parte da ghiaie con elementi subarrotondati immersi in una matrice sabbioso-limoso, a tratti abbondante, con intercalati lenti e livelli di limi sabbioso-argillosi e di sabbie limo-argillose di diverso spessore;
- Nel materasso alluvionale è presente un acquifero sostenuto dalle argille di base. Il livello statico della falda freatica rilevato nel perforo S2 alla data del 15/11/2018 si è attestato alla quota 8.05 m dal p.c.; Tale livello risente degli afflussi meteorici stagionali e pertanto può subire variazioni significative;
- I dati litotecnici acquisiti tramite le indagini effettuate consentono di distinguere nel sito, al di sotto della copertura superficiale costituita da terreni di riporto e/o organici, n.1 *Unità litostratigrafica* costituita dai depositi alluvionali (*Sintema di Foggia*) rilevata fino al termine della perforazione. Nell'ambito dell'unità litostratigrafica 1 è stato opportuno distinguere i livelli granulari ghiaiosi (litotipo A), da quelli a prevalente frazione sabbiosa (litotipo B) e da quelli a prevalente composizione limosa (litotipo C). Tali litotipi hanno spessori variabili così come rilevato dai sondaggi meccanici e dalle indagini geofisiche eseguite nell'area;
- Partendo da queste considerazioni e conoscendo i dati geotecnici dei rispettivi litotipi, sono stati formulati i modelli litostratigrafici e geotecnici riportati nelle figure seguenti:

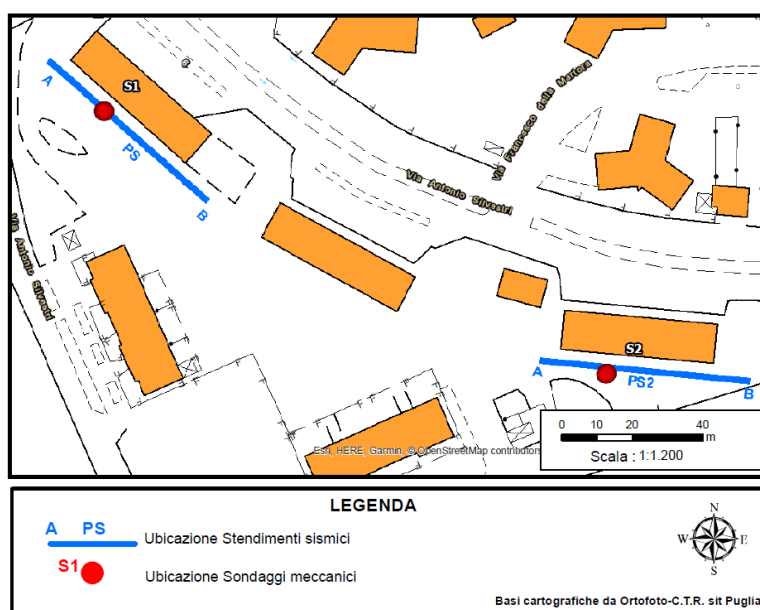
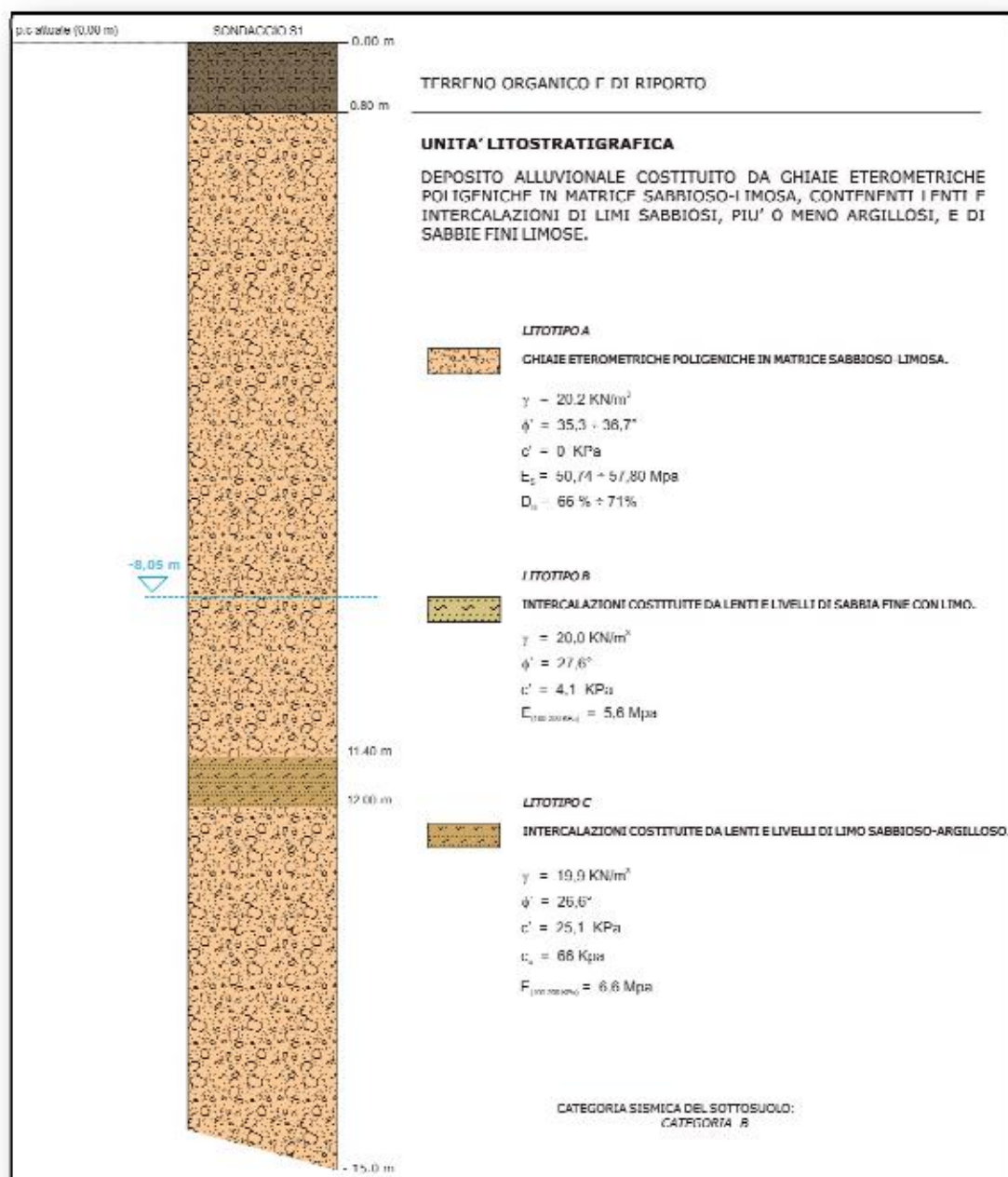


Figura 4: Ubicazione dei sondaggi geologici.



dove:

γ	peso unit. volume natur.
c_u	coesione non drenata
c'	coesione efficace
ϕ'	ang. attrito efficace
$E_{(100-200 \text{ KPa})}$	modulo edometrico
E_s	modulo di Young
D_R	densità relativa

Figura 6: modello litostratigrafico e geologico interpretativo ricavato dal sondaggio S1 (schema non in scala)

Figura 5: Modello stratigrafico del sondaggio S1.

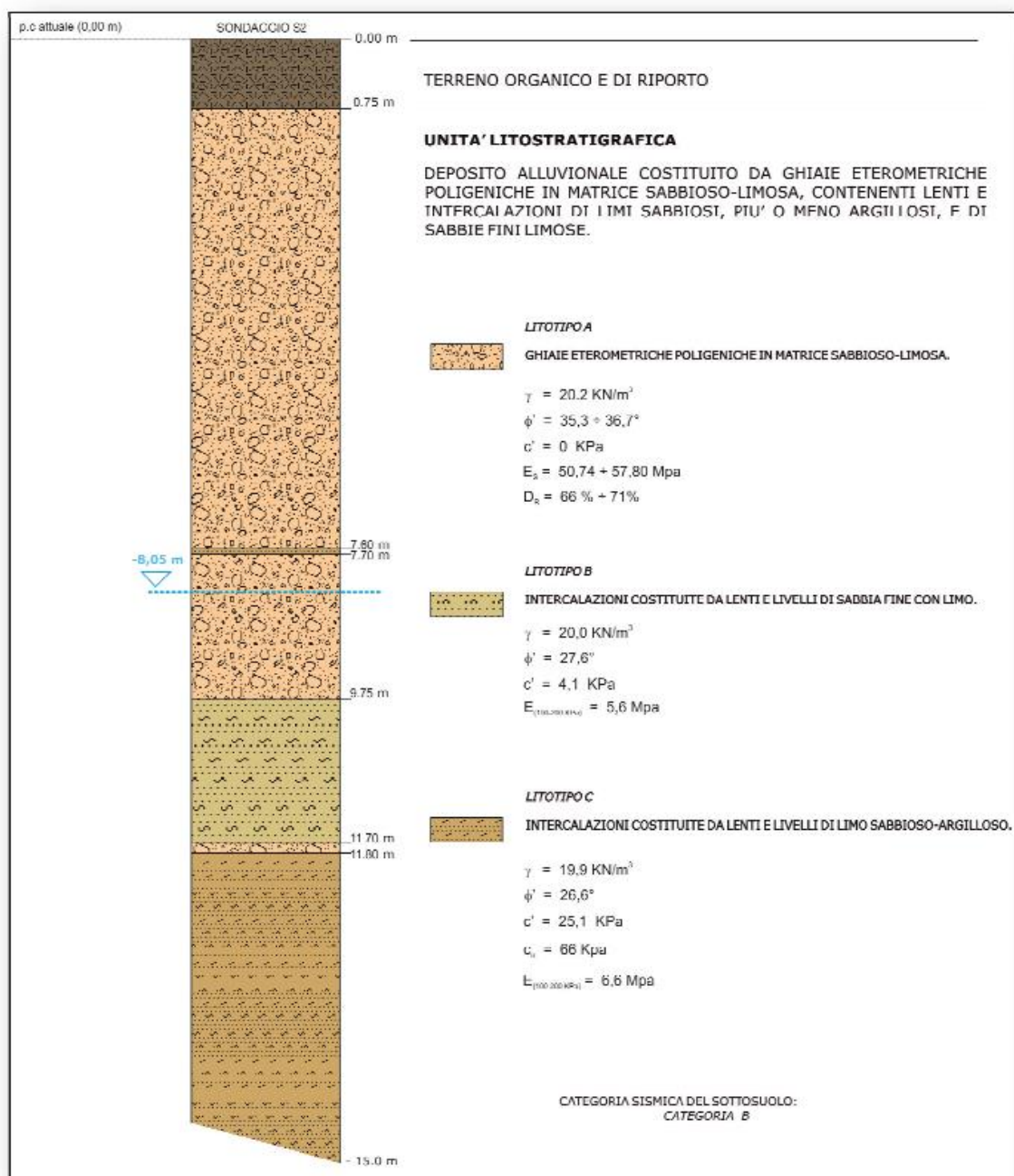


Figura 6: Modello stratigrafico del sondaggio S2.

- Dalla cartografia P.A.I. (Piano di Assetto Idrogeologico), redatta dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia, l'area non risulta soggetta a rischio idraulico né geomorfologico.

Alla luce delle indagini geologiche si evince che il terreno di fondazione è caratterizzato da uno strato di ghiaia in matrice sabbio-limosa e che la falda si trova a una profondità di 8 m dal piano campagna, tale da non influenzare il sistema fondazione-terreno. Le caratteristiche geotecniche del terreno, dedotte dalle stratigrafie e considerate in condizioni asciutte (drenate), sono pertanto le seguenti:

$$\phi = 36^\circ; \quad c = 0; \quad \gamma = 20,2 \text{ kN/m}^3$$

Il primo strato di circa 0.8 m dal p.c., costituito da terreno di riporto, non è di interesse (se non per l'effetto stabilizzante del suo peso) in quanto si trova a una quota superiore dal piano di imposta delle fondazioni.

Per la determinazione accurata della risposta della sovrastruttura, è necessario eseguire una caratterizzazione del sottosuolo in termini di rigidezza determinando la costante di Winkler. A tal fine, considerando che lo strato di ghiaia sottostante le fondazioni presenta $D_r \cong 70\%$ e $E_s \cong 55 \text{ Mpa}$; sulla base della letteratura tecnica, è plausibile assumere una costante di Winkler $k = 20000 \text{ kN/m}^3$.

4.2 Categoria sismica

La caratterizzazione sismica del sottosuolo è stata condotta mediante 2 profili di prospezione sismica a rifrazione in onde P e analisi MASW. Di seguito si riporta la caratterizzazione sismostratigrafica dedotta dalle prove geofisiche:

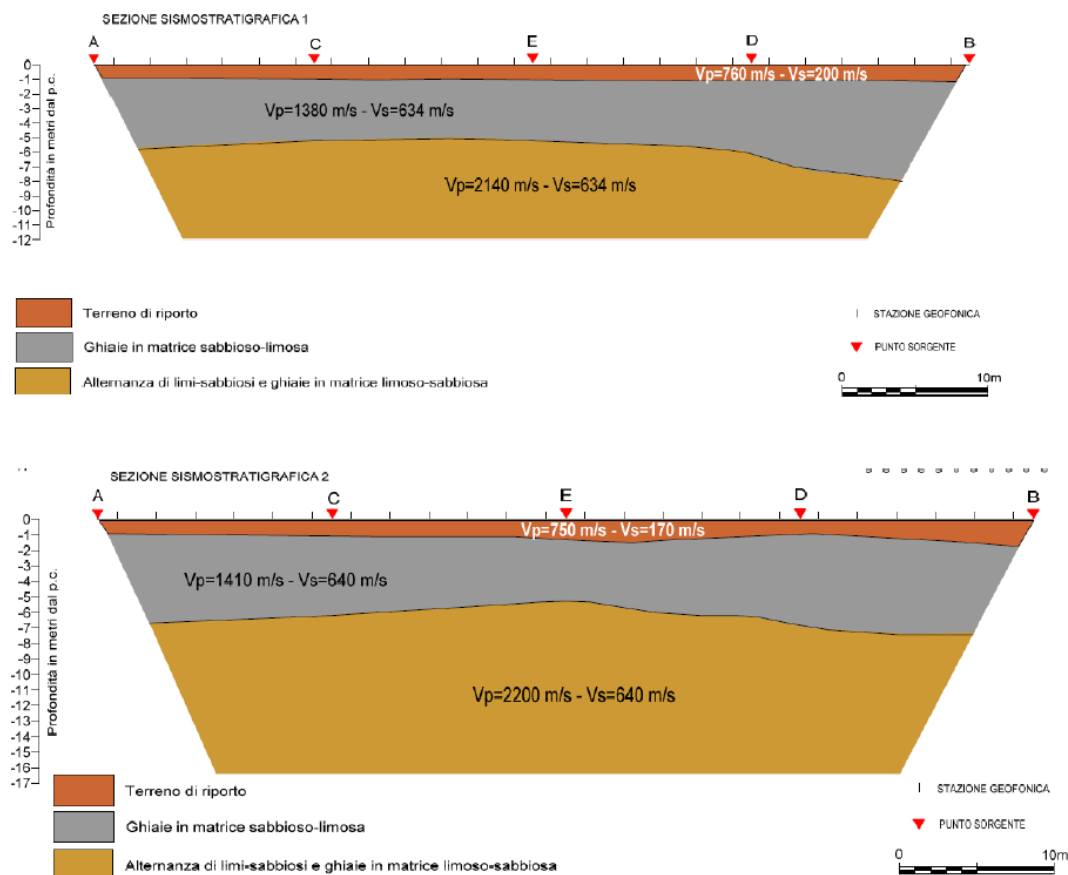


Figura 7: Caratterizzazione sismostratigrafica dei terreni.

I valori equivalenti della velocità, determinati secondo NTC18, sono stati ricavati per le due prove MASW:

- $V_s = 597 \text{ m/s}$ per la MASW 1
- $V_s = 584 \text{ m/s}$ per la MASW 2

	LAIRA SRL Via taglio 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
		A2. Relazione tecnica strutturale

Pertanto secondo il §3.2.2 delle NTC18 il sottosuolo del sito è classificabile di **categoria B**:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

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

Figura 8: Caratterizzazione del sottosuolo secondo NTC18.

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano i carichi considerati per le verifiche, parte dei carichi è già presente sulla struttura attuale, mentre parte è stata stimata sulla base delle nuove strutture previste nell'intervento. I carichi permanenti esistenti sono stati determinati sulla base dell'analisi dei carichi riportata nella relazione di calcolo originale; invece, per quanto riguarda i carichi accidentali, i valori sono stati aggiornati sulla base della normativa vigente.

5.1 Permanenti strutturali

Strutture in calcestruzzo armato (densità):	25.00 kN/m ³
Strutture in acciaio (densità):	77.00 kN/m ³
Gravità g:	9.806 m/s ²
Solaio di copertura a camera d'aria:	2.20 kN/m ²
Solaio dei piani intermedi (H = 20+3):	2.35 kN/m ²
Soletta piena in c.a. dei balconi (sp. 16 cm, larghezza 1.5 m):	4.00 kN/m ² x 1.5 m = 6.00 kN/m
Soletta, gradini e pianerottoli della scala (valore medio su proiezione orizzontale):	5.50 kN/m ²
Nuovo solaio su lamiera grecata al piano terra (H tot 125 mm):	2.50 kN/m ²

5.2 Permanenti portati

Muratura perimetrale e di divisione tra i due blocchi

Paramento esterno in mattoni alleggeriti (h = 2.80 m):	1.59 kN/m ² x 2.8 m = 4.45 kN/m
Paramento interno in forati (h = 2.80 m):	0.87 kN/m ² x 2.8 m = 2.44 kN/m

Pacchetto solaio di copertura

Massetto pendenzato:	1.00 kN/m ²
Pavimento e impermeabilizzazione:	0.60 kN/m ²
Intonaco:	0.20 kN/m ²

Pacchetto solai intermedi

Pavimento:	0.40 kN/m ²
Intonaco:	0.20 kN/m ²
Tramezzi:	0.80 kN/m ²

Pacchetto dei balconi

Pavimento (larghezza balcone: 1.5 m):	0.40	$\text{kN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 0.60 \text{ kN/m}$
Intonaco (larghezza balcone: 1.5 m):	0.20	$\text{kN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 0.30 \text{ kN/m}$

Cornicione di copertura

Peso proprio cornicione e aggetto della trave:	5.80	kN/m
Parte del pacchetto in copertura in aggetto sul cornicione:	$(1+0.6+0.2) \text{ kN/m}^2 \times 0.6 \text{ m} = 1.1 \text{ kN/m}$	

Pacchetto scale e pianerottoli (valori medi in proiezione orizzontale)

Intonaco:	0.20	kN/m^2
Rivestimento in pietra di Trani:	0.70	kN/m^2

Nuova muratura al piano terra

Paramento esterno con blocchi sp.20 cm ($h = 2.50 \text{ m}$):	2.40	$\text{kN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 6.00 \text{ kN/m}$
Paramenti interni con blocchi sp.10 cm ($h = 2.50 \text{ m}$):	1.28	$\text{kN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 3.20 \text{ kN/m}$
=> Ridistribuito sulla superficie secondo NTC18:	1,60	kN/m^2

Muratura perimetrale torrino in copertura

Paramento esterno in mattoni alleggeriti ($h = \text{var.}$):	1.59	kN/m^2
Paramento interno in forati ($h = \text{var.}$):	0.87	kN/m^2

Pacchetto solaio torrino in copertura

Solaio di copertura a camera d'aria:	2.20	kN/m^2
Massetto pendenzato (torrino) / manto in tegole (zona scale):	1.00	kN/m^2
Intonaco:	0.20	kN/m^2

Per il torrino in copertura sono state fatte delle assunzioni che il paramento murario e il solaio di copertura siano realizzati con pacchetti simili al resto dell'edificio, salvo la presenza del manto di copertura in tegole.

5.3 Accidentali

Ambienti ad uso residenziale (balconi e solai intermedi) (cat. A)	2.00	kN/m^2
Scale, zone comuni e androne al piano terra (cat. A)	4.00	kN/m^2
Parcheggio di veicoli leggeri sul nuovo solaio al piano terra (cat. F)	2.50	kN/m^2
Carico alternativo per verifiche locali al piano terra (cat. F)	2 x 10	kN (int. 1.8 m)
Coperture accessibili per sola manutenzione (cat. H)	0.50	kN/m^2

Il solaio al piano terra è stato cautelativamente considerato come parcheggio per veicoli leggeri (cat. F) anche se di fatto le nuove tamponature realizzate al piano terra ne impediscono l'accesso.

La copertura è stata considerata praticabile per sola manutenzione, per garantire il rispetto di questa condizione saranno installate apposite insegne sulle porte di accesso alla copertura stessa. Poiché l'azione della neve è maggiore di quella dovuta alla manutenzione sulla copertura è stata considerata solamente la prima nelle verifiche.

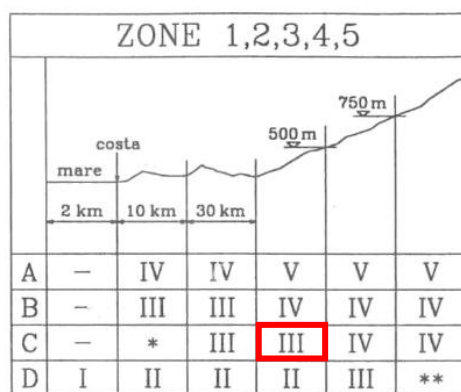
5.4 Azione della neve

Neve in Zona II (Foggia) con $a_s \leq 200$ m s.l.m. q_{sk} :	1.00	kN/m ²
Coefficiente termico C_t :	1.00	
Coefficiente di esposizione C_E :	1.00	
Coefficiente di forma μ_1 (copertura piana):	0.80	
Azione della neve q_s :	0.80	kN/m ²

5.5 Azione del vento

Nel caso in esame, il sito dove sorge l'opera si trova in Zona 3, ad una quota di circa 75 m s.l.m., a poco più di 30 km dalla costa, con una classe di rugosità del terreno C e assumendo un tempo di ritorno di 50 anni.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	σ_0 (m)	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40



Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Ciò porta ad una classe di esposizione III, da cui:

- Altezza sito a_s

$$75 \text{ m s.l.m.} < a_0 = 500 \text{ m s.l.m.}$$

- | | |
|---------------------------------------|---|
| • Coefficiente di altitudine | $c_a = 1.00$ |
| • Velocità di riferimento | $v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 27.0 \times 1.00 = 27.0 \text{ m/s}$ |
| • Periodo di ritorno azione del vento | $T_r = 50 \text{ anni}$ |
| • Coefficiente di ritorno | $c_r = 1.00$ |
| • Velocità di riferimento di progetto | $v_r = v_b \cdot c_r = 27.0 \times 1.00 = 27.0 \text{ m/s}$ |
| • Pressione cinetica di riferimento | $p_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 27^2 = 0.46 \text{ kPa}$ |
| • Coefficiente k_r | $k_r = 0.20$ |
| • Altezza z_0 | $z_0 = 0.10 \text{ m}$ |
| • Altezza z_{min} | $z_{min} = 5 \text{ m}$ |
| • Coefficiente di esposizione | $c_{e,max} (z_{max} = 20.3 \text{ m}) = 2.36$ |
| • Coefficiente di topografia | $c_t = 1.00$ |
| • Coefficiente dinamico | $c_d = 0.90$ |

Dove è stato assunto unitario il coefficiente topografico, mentre il coefficiente dinamico è stato assunto pari a 0.9 in direzione trasversale e 0.95 in direzione longitudinale. I valori del coefficiente sono stati desunti dalla figura L.9 delle Istruzioni CNR-DT 207/2008 sul vento (verde: coefficiente trasversale, rosso: coefficiente longitudinale):

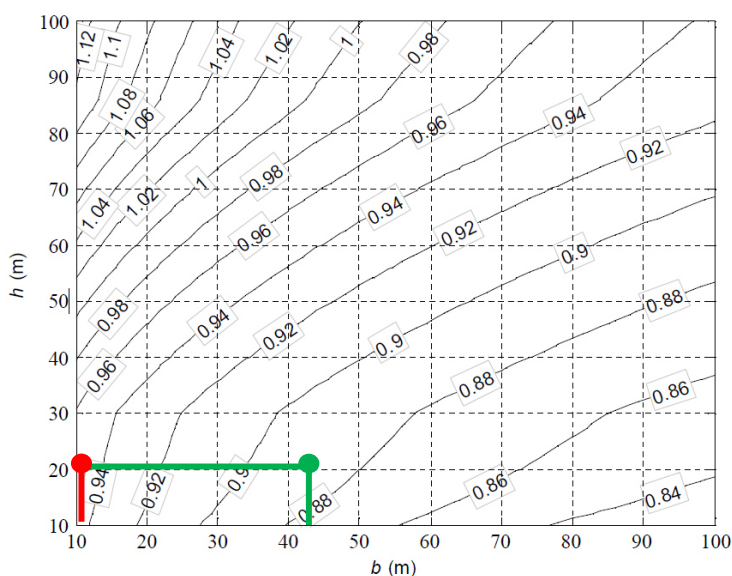


Figura L.9 – Coefficiente dinamico longitudinale c_{dD} per edifici schematizzabili come parallelepipedi rettangoli regolari, aventi struttura portante in cemento armato o mista.

I coefficienti di pressione c_p sono stati assunti con riferimento a una sezione rettangolare in assenza di fori; essi, secondo le indicazioni della Circolare 21/01/2019 n. 7, sono pertanto pari a:

- | | |
|---|-----------------|
| • Coefficiente di pressione sopravvento | $c_p^+ = +0.80$ |
| • Coefficiente di pressione sottovento | $c_p^- = -0.40$ |

Il coefficiente di esposizione c_e è stato calcolato come valore medio dei coefficienti di esposizione per ciascun piano. I valori dei coefficienti di pressione e dei carichi da vento sono riportati nella tabella seguente:

Piano	Quota [m]	H di rif [m]	$c_{e,medio} + [/]$	$c_{e,medio} - [/]$	Q + [kN/m]	Q - [kN/m]	Qtot piano long. [kN]	Qtot piano trasv. [kN]
Terra	0.10	1.49	1.537	2.355	0.84	0.64	16.82	63.74
1°	2.88	2.99	1.537	2.355	1.67	1.28	33.70	127.69
2°	6.07	3.20	1.642	2.355	1.91	1.37	37.46	141.95
3°	9.27	3.20	1.878	2.355	2.19	1.37	40.66	154.08
4°	12.47	3.20	2.053	2.355	2.40	1.37	43.00	162.94
5°	15.67	3.24	2.193	2.355	2.59	1.39	45.42	172.12
Copertura	18.95	2.99	2.306	2.355	2.52	1.28	43.32	164.17
Totale							260	987

Tabella 1: Calcolo dell'azione da vento ai vari piani degli edifici.

5.6 Azione sismica

Gli spettri elastici utilizzati ai fini delle analisi sono ricavati a partire dai seguenti dati:

Vita nominale della costruzione V_N :	50 anni
Coefficiente d'uso della costruzione C_U (classe d'uso II):	1.0
Periodo di riferimento V_R :	50 anni
Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1 (pianeggiante)
Coordinate:	41.43815° N, 15.55978° E
Smorzamento ξ :	5.0 %

Di seguito si riportano gli spettri agli SLD, SLV e SLC:

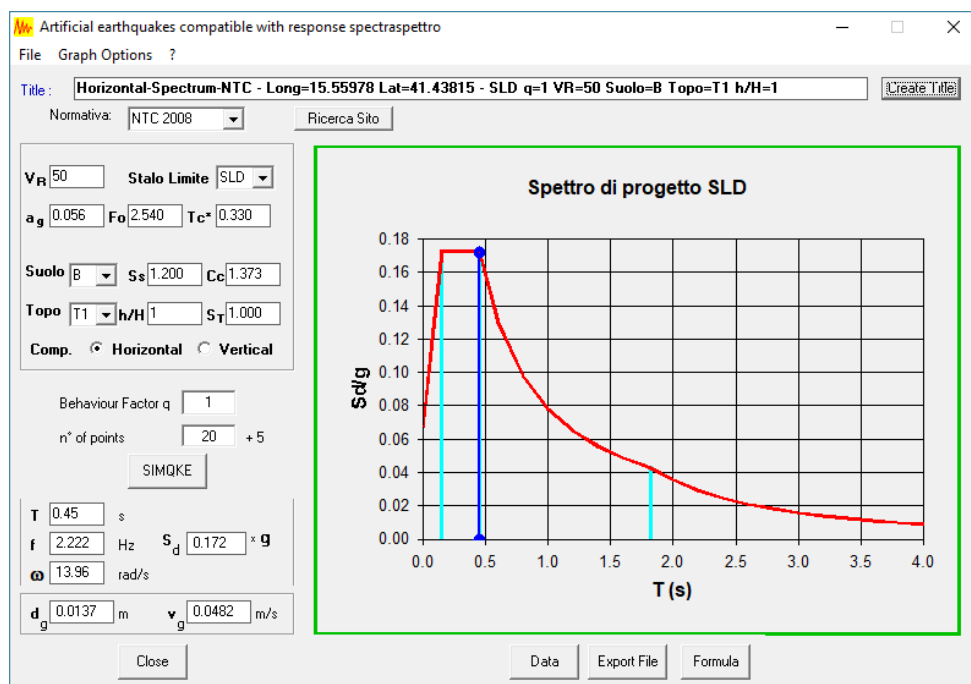


Figura 9: Spettro di progetto SLD.

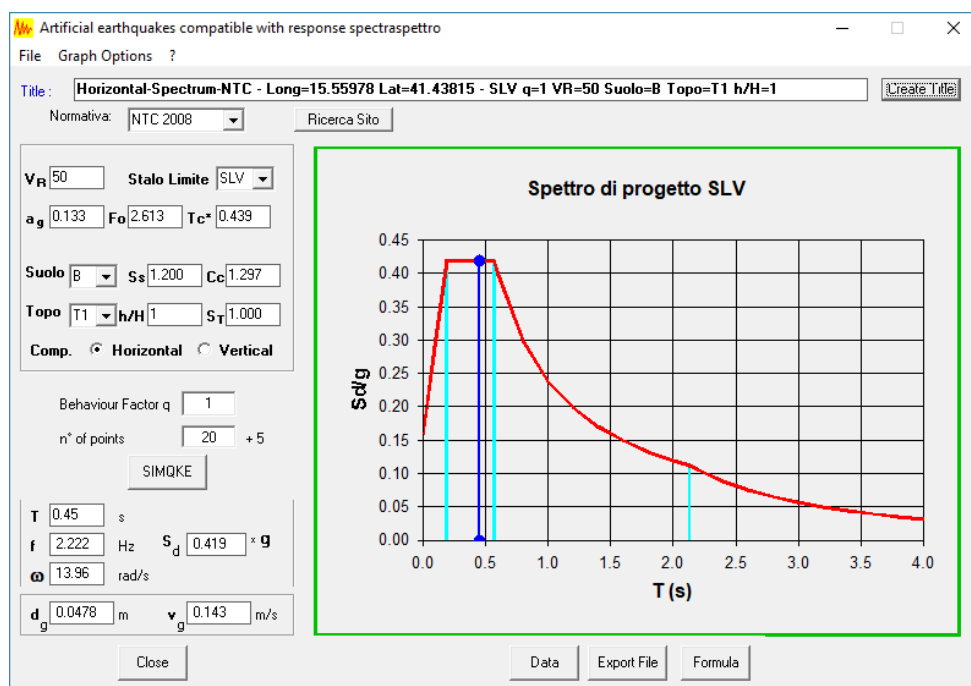


Figura 10: Spettro di progetto SLV.

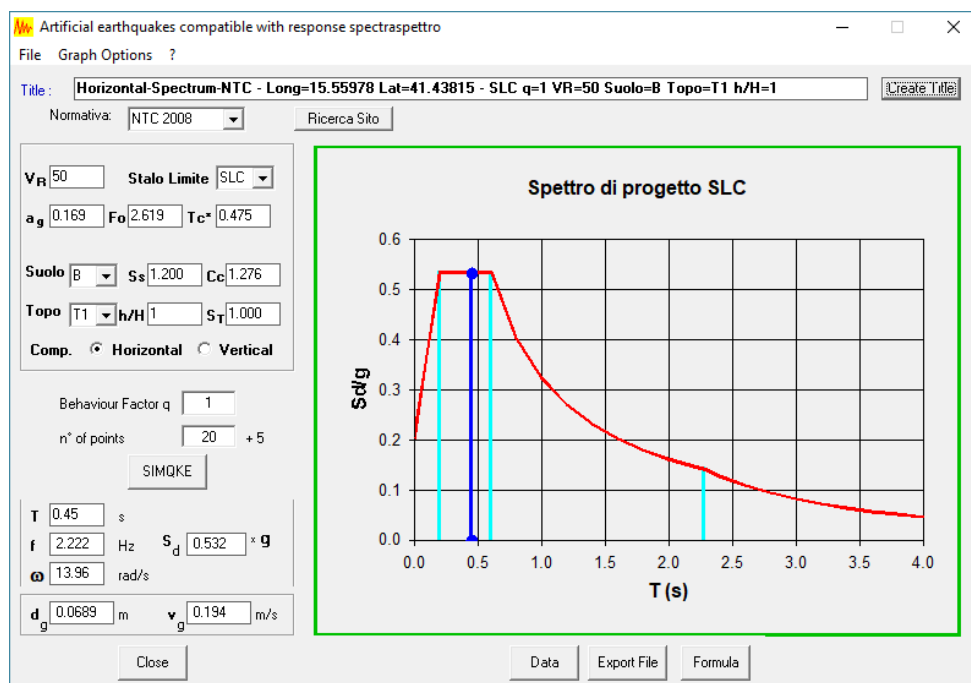


Figura 11: Spettro di progetto SLC.

L'azione sismica verticale non viene considerata sulla base delle indicazioni del §3.2.3.1 e del §7.2.2 delle NTC18, poiché $a_g = 0.134 \text{ g} < 0.150 \text{ g}$.

Si rimanda ai § 10.2 e 12.1.2 per i dettagli inerenti le analisi.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulle strutture si farà riferimento a quanto previsto ai §§ 2.5 e 2.6 delle NTC 2018.

6.1 Combinazioni di carico

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{Q1} sono dati nel § 2.6.1.

Le componenti dell'azione sismica nelle tre direzioni sono combinate con la seguente relazione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Con rotazione dei coefficienti e dei segni considerando tutte le possibili combinazioni.

6.2 Coefficienti di combinazione

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Dove sono stati considerati solamente i coefficienti di combinazione relativi alle azioni pertinenti nel progetto in esame; adottando, per la neve, i coefficienti a quota inferiore a 1000 m s.l.m.

Essendo i carichi permanenti non strutturali (G_2) dell'edificio esistente ben definiti, sono stati adottati per essi i coefficienti parziali dei carichi permanenti (G_1), pari a 1.3.

7 CODICI DI CALCOLO IMPIEGATI

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

MidasGen 2018

MIDAS Gen è un software di calcolo agli elementi finiti “general-purpose” costituito da un preprocessore, solutore e post-processore. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici.

Midas GEN nasce come software specifico per l'Ingegneria Civile. Pertanto consente di affrontare con il massimo rigore analisi con il metodo dello spettro di risposta, analisi statiche non lineari (pushover con approcci a plasticità concentrata o diffusa), analisi dinamiche non lineari (modelli di isteresi su elementi beam)

Il solutore FEM è dotato di elementi truss, beam, cable, plate, wall, solid, contact, gap, hook, smorzatori, isolatori sismici; permette le analisi: statica, dinamica modale, grandi spostamenti, calore di idratazione, cavi di precompressione, effetti di fluage, ritiro del calcestruzzo e costruzione della struttura per fasi successive.

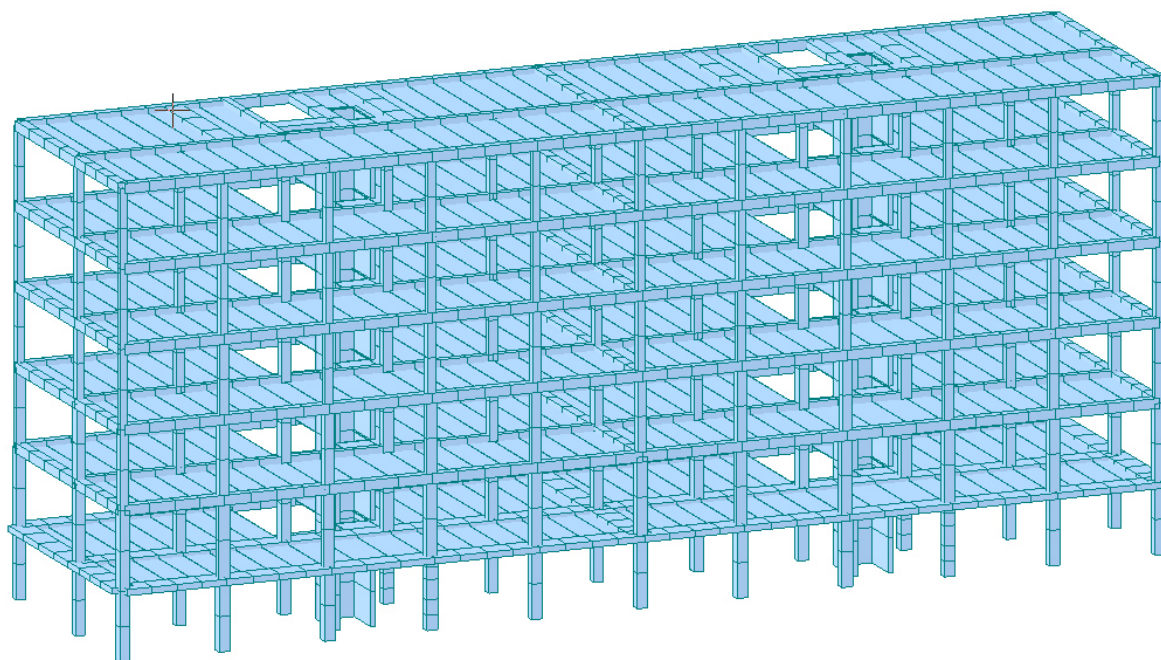


Immagine del modello FEM dell'esistente realizzato con Midas GEN

8 STATO DI FATTO - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Viene eseguita innanzitutto la valutazione della sicurezza dello stato di fatto, così da identificare quali sono i punti deboli della struttura dal punto di vista statico (azioni SLU) ed identificare quale sia la distanza tra domanda e capacità di resistenza dal punto di vista sismico (SLV). Una volta noti tali aspetti, sulla base degli eventuali vincoli di intervento imposti dalla committenza, è possibile stabilire una strategia di intervento al fine di adeguare staticamente e sismicamente le strutture.

Allo scopo di valutare la sicurezza dello stato di fatto è stata condotta un'analisi dell'edificio esistente nei confronti delle azioni statiche agli SLU e di quelle sismiche agli SLV, con particolare riferimento agli elementi principali della struttura. Al fine di determinare le sollecitazioni indotte dal sisma è stata condotta un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta su apposito modello FEM dell'edificio allo stato esistente, per le sollecitazioni statiche si è impiegata un'analisi elastica lineare. Le analisi sono condotte con riferimento al singolo blocco (A o C indifferentemente) del lotto dato che i due edifici sono analoghi secondo quanto già osservato.

8.1 Modello FEM dell'esistente

Il modello dell'edificio è realizzato rispettando le geometrie da progetto originale sia in termini di assi strutturali che di sezioni. Gli elementi principali, travi e pilastri, sono modellati con elementi beam, sempre con elementi beam è modellato anche il vano ascensore, al quale è stata attribuita la relativa sezione a "C". I solai sono inseriti come elementi plate di calcestruzzo aventi spessore 3 cm, pari cioè alla cappa del solaio ai quali è stata tolta la massa, considerata a parte come carico agente. I plate sono stati suddivisi solamente in direzione longitudinale; mentre, in direzione trasversale, presentano un unico elemento per ciascuna delle due campate, il tutto allo scopo di riprodurre il comportamento monodirezionale dei solai, orditi in direzione trasversale. In questo modo si assicura la ripartizione sulle travi longitudinali attuata dai solai senza introdurre un'eccessiva deformabilità degli stessi fuori piano.

I beam del vano ascensore proseguono al di sotto della quota d'imposta dei pilastri come da progetto originale e sono collegati ai nodi limitrofi degli orizzontamenti mediante rigid link, a simulare il collegamento rigido con i solai.

Le scale sono modellate con plate aventi densità e rigidezza pressoché nulla al fine di ridistribuire semplicemente il carico sulle travi portanti della rampa.

L'edificio è collegato a terra alle travi di fondazione, modellate con beam e vincolate per gli spostamenti orizzontali (X e Y). Per gli spostamenti verticali e per le rotazioni si è applicata una condizione di vincolo cedevole "beam support" alle travi di fondazione in modo da riprodurre la deformabilità del terreno con costante di Winkler $k = 20000 \text{ kN/m}^3$.

Il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni è stato svolto in ipotesi di materiali linearmente elastici, piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

I materiali inseriti nel modello sono coerenti con quanto evidenziato dalle prove d'indagine. Per quanto riguarda il modulo elastico del calcestruzzo si è determinato il coefficiente di riduzione del modulo elastico per fessurazione secondo le indicazioni della Fig. C7.2.5 della Circolare n.7 del

21/01/2019. Per strutture con fattore di struttura $q \leq 1.5$ si assume, considerando la ridotta compressione delle travi e dei pilastri ai piani superiori, $\alpha_f = 0.75$.

I carichi sono stati inseriti suddivisi in casi di carico corrispondenti alle diverse tipologie individuate al capitolo 5 e successivamente combinati con le indicazioni fornite al capitolo 6.

I carichi sono stati opportunamente convertiti in masse per l'analisi spettrale.

Di seguito si riportano alcune immagini della modellazione FEM.

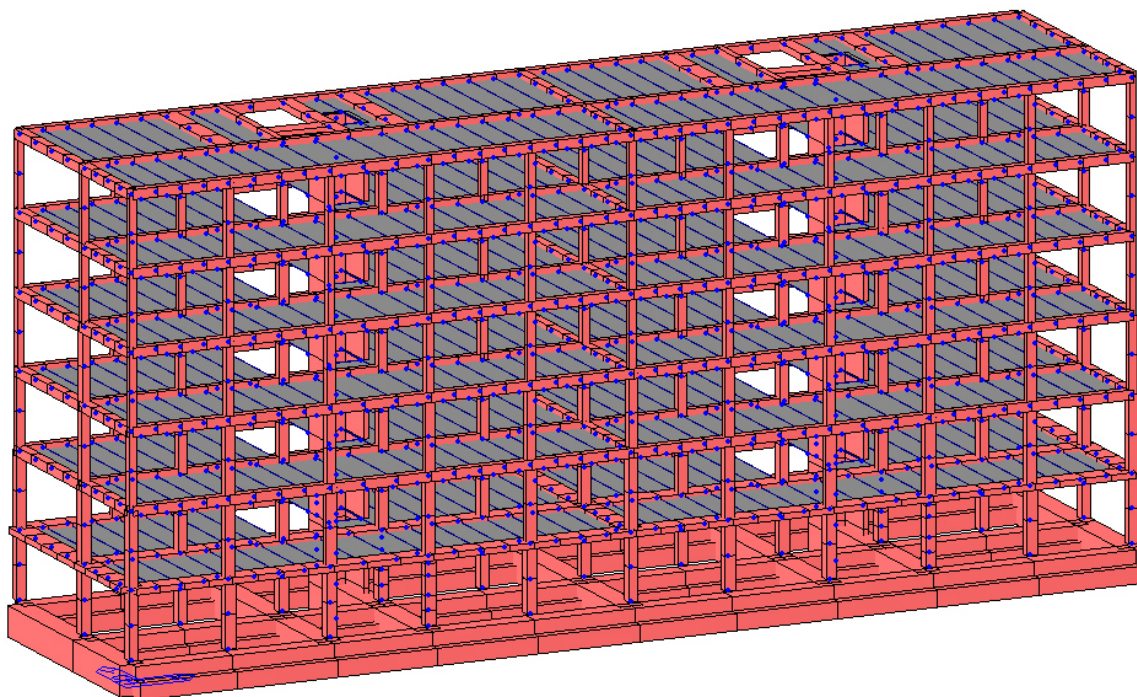


Figura 12: Vista d'insieme del modello.

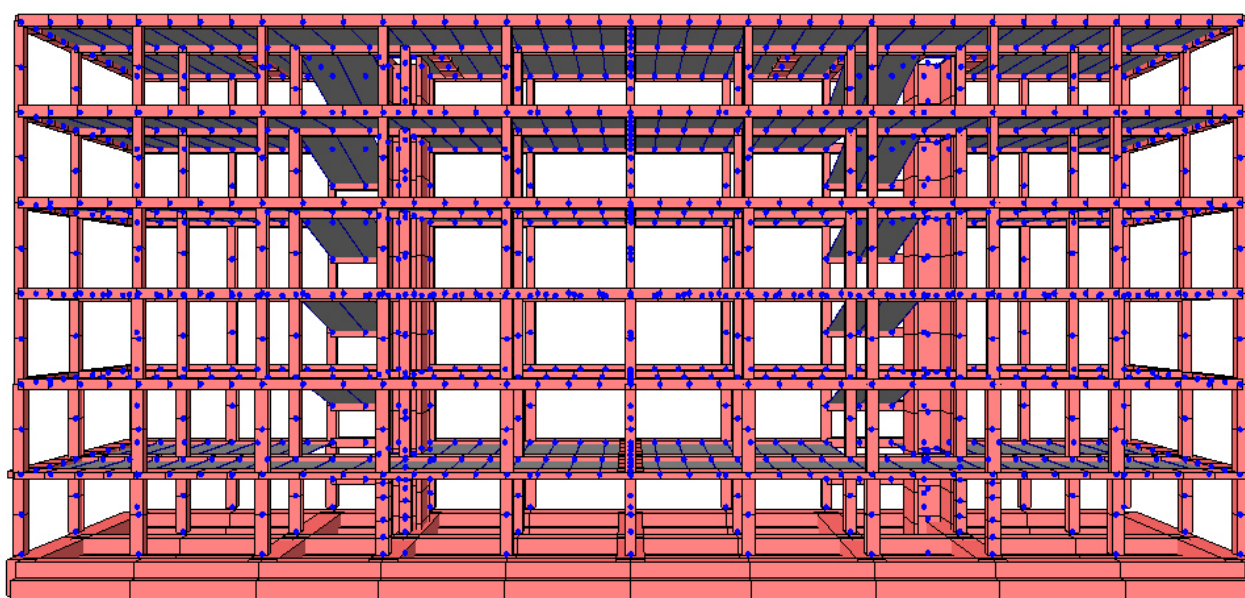


Figura 13: Vista prospettica del modello.

8.2 Modi di vibrare

Si riportano i risultati dell'analisi modale in termini di modi e di fattori di partecipazione modale:

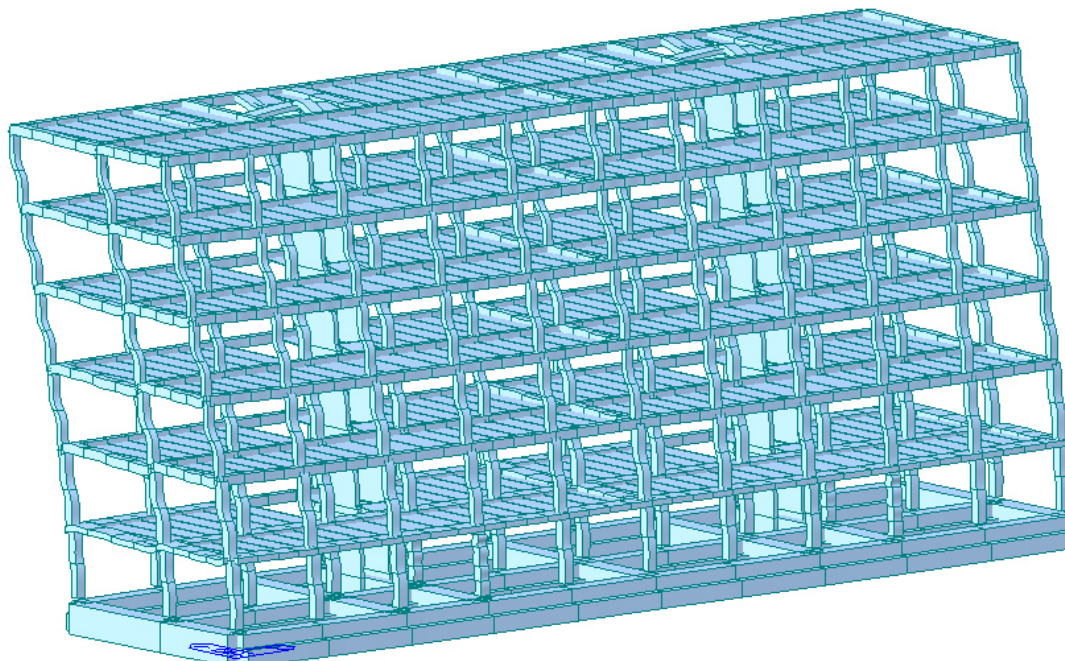


Figura 14: Modo 1 - Primo modo di vibrare flessionale trasversale

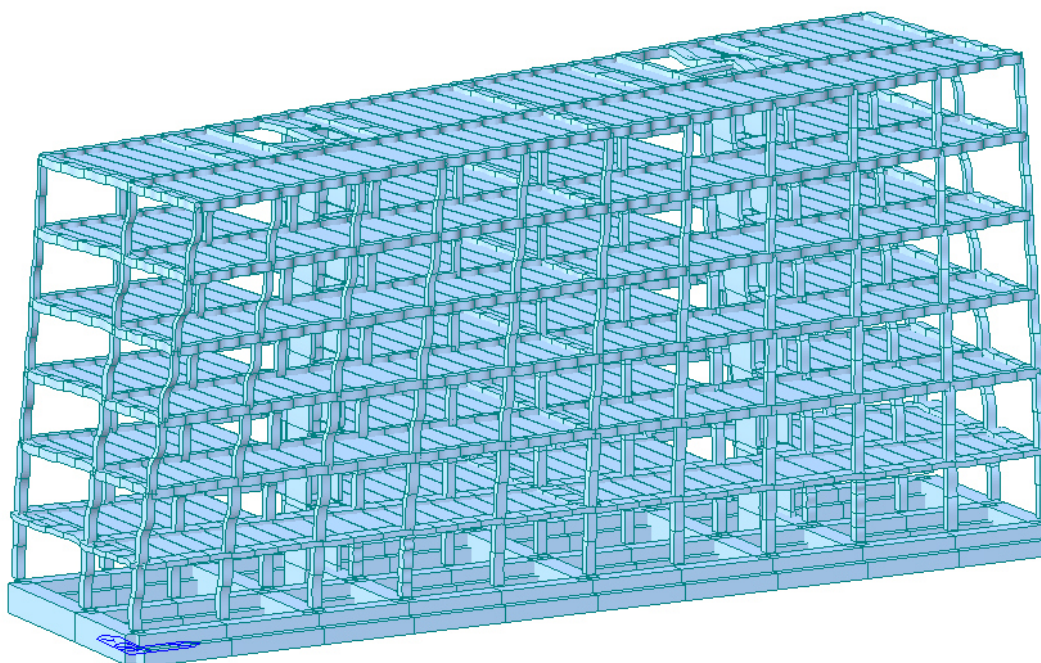


Figura 15: Modo 2 - Primo modo di vibrare torsionale

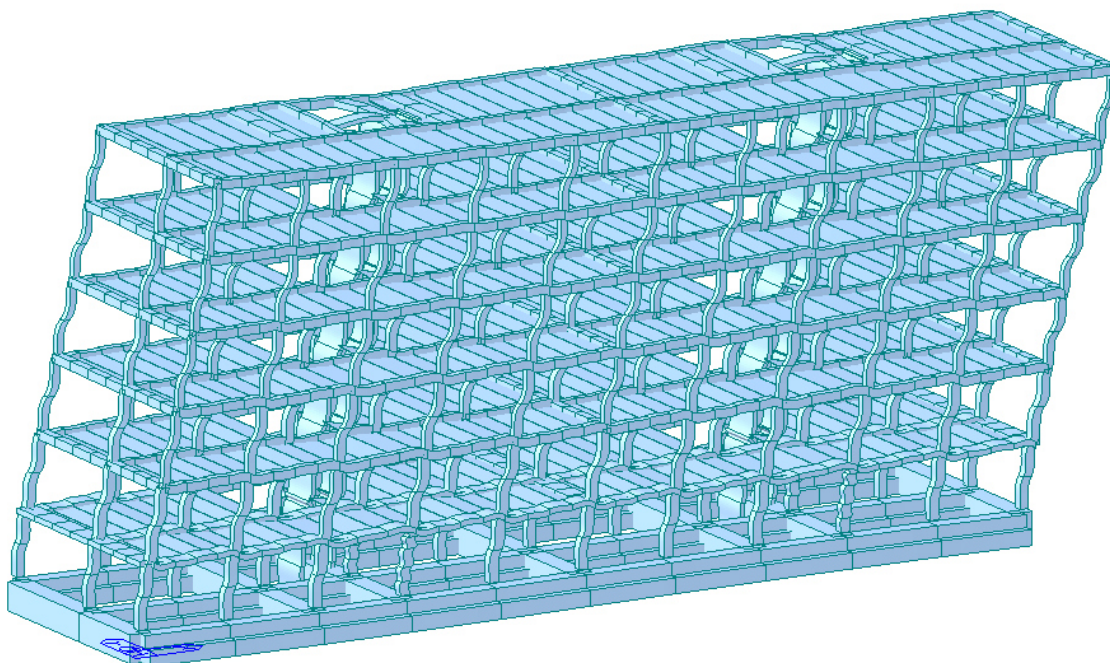


Figura 16: Modo 3 - Primo modo di vibrare flessionale longitudinale

Mode No	Frequency (Hz)	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
			MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.587	1.705	0.010	0.010	68.317	68.317	0.000	0.000	20.742	20.742	0.001	0.001	1.405	1.405
2	0.695	1.438	0.364	0.374	1.295	69.613	0.000	0.000	0.410	21.152	0.014	0.014	69.908	71.313
3	0.992	1.008	74.036	74.409	0.000	69.613	0.000	0.000	0.000	21.152	4.790	4.804	0.321	71.634
4	2.512	0.398	0.266	74.675	4.357	73.970	0.000	0.000	5.774	26.926	0.165	4.969	11.402	83.036
5	2.793	0.358	0.135	74.810	13.564	87.533	0.000	0.000	17.390	44.315	0.081	5.050	4.001	87.037
6	3.457	0.289	14.534	89.344	0.005	87.538	0.001	0.001	0.006	44.321	6.922	11.972	0.547	87.584
7	4.709	0.212	0.158	89.502	0.694	88.232	0.006	0.007	0.658	44.979	0.013	11.984	3.864	91.447
8	5.537	0.181	0.048	89.549	2.909	91.141	12.089	12.096	0.211	45.190	0.007	11.991	0.429	91.876
9	5.649	0.177	0.048	89.597	1.523	92.663	34.229	46.325	15.310	60.500	2.503	14.494	0.138	92.014
10	5.732	0.175	0.004	89.601	0.141	92.805	1.998	48.323	0.988	61.488	36.978	51.472	0.051	92.064
11	5.916	0.169	0.060	89.660	0.002	92.806	0.152	48.475	0.030	61.519	0.043	51.515	0.004	92.068
12	6.062	0.165	3.221	92.882	0.027	92.833	0.408	48.883	0.014	61.533	0.221	51.736	0.219	92.287
13	6.109	0.164	0.006	92.888	0.069	92.902	38.362	87.245	20.772	82.305	0.010	51.746	0.030	92.317
14	6.215	0.161	0.396	93.284	0.049	92.951	0.023	87.268	0.044	82.348	32.591	84.337	0.033	92.350
15	6.236	0.160	0.001	93.284	0.170	93.121	0.001	87.269	0.719	83.068	2.354	86.690	1.428	93.777
16	6.254	0.160	0.000	93.284	0.010	93.131	1.359	88.629	0.023	83.091	0.147	86.837	0.137	93.914
17	6.515	0.154	0.158	93.442	0.053	93.184	0.030	88.658	0.080	83.171	0.069	86.906	0.114	94.028
18	6.639	0.151	0.010	93.452	0.002	93.186	0.004	88.662	0.238	83.408	0.856	87.762	0.001	94.028
19	6.792	0.147	0.046	93.498	0.000	93.186	0.811	89.473	0.020	83.428	1.251	89.013	0.002	94.030
20	7.249	0.138	0.006	93.503	0.000	93.186	2.195	91.668	0.194	83.622	1.743	90.757	0.000	94.030

Tabella 2: Riassunto dei primi 20 modi di vibrare e delle relative masse modali.

Dalla tabella soprastante si può vedere che i primi 6 modi sono sufficienti a comprendere i singoli modi con massa partecipante superiore al 5% e una massa partecipante totale maggiore dell'85% nelle direzioni traslazioni X e Y d'interesse.

In particolare si evidenziano i periodi dei principali modi di vibrare nelle due direzioni, ovvero:

- Longitudinale $T_x = 1.008$ s;
- Trasversale $T_y = 1.705$ s.

8.3 Identificazione della tipologia strutturale e del fattore di struttura

In relazione alle definizioni delle NTC18 la costruzione si può definire come regolare in altezza, ma non regolare in pianta. Per quanto riguarda la definizione della tipologia strutturale si osserva che, poiché il secondo modo di vibrare è di tipo torsionale, l'edificio può essere definito deformabile torsionalmente; il che implica, secondo la tabella 7.3.II delle NTC18, un fattore di struttura q_0 in CD "B" pari a 2.0 pertanto il fattore $q = K_R \times q_0 = 1 \times 2 = 2.0$. Tuttavia, poiché dalle tavole di progetto e dalle indagini non risultano dettagli di duttilità, si assume un comportamento non dissipativo, che fornisce il seguente fattore di struttura:

$$q_{ND} = 2/3 \times q_{CD"B"} = 2/3 \times 2.0 = 1.33 \leq 1.5$$

Lo spettro SLV conseguente è qui riportato:

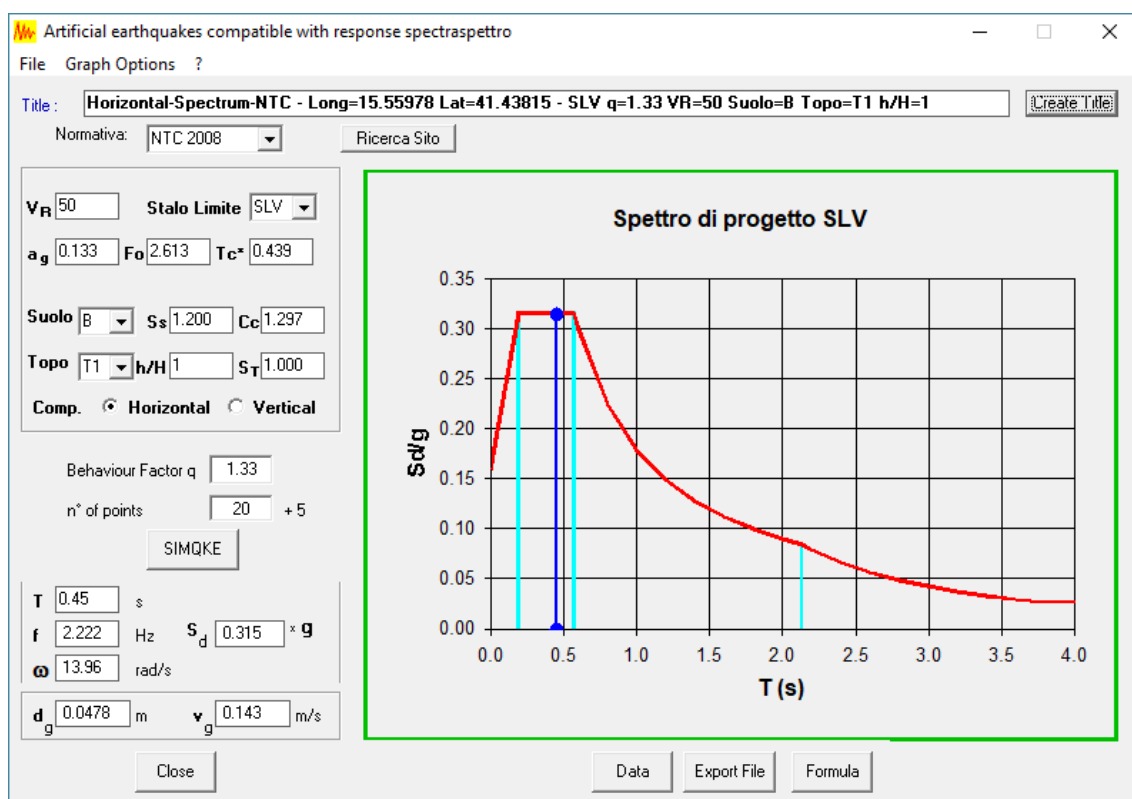


Figura 17: Spettro SLV per comportamento non dissipativo dell'esistente ($q = 1.33$).

8.4 Risultati e verifica dei principali elementi strutturali

Applicando lo spettro di risposta all'analisi modale si ottengono le sollecitazioni sismiche nelle varie direzioni, che sono state combinate tra di loro e con i carichi statici per fornire le combinazioni SLV e SLU.

In particolare per quanto riguarda le sollecitazioni sismiche si fa notare che ai periodi principali di vibrazione identificati in precedenza corrispondono le seguenti accelerazioni sismiche da spettro:

- Longitudinale $S_{dx} = 0.178 \text{ g}$;
- Trasversale $S_{dy} = 0.105 \text{ g}$.

Da modello si ottengono le seguenti reazioni nelle due direzioni per effetto del sisma (tagli sismici) una volta combinate secondo le regole per le diverse componenti previste in normativa:

- Longitudinale $E_x = 3813 \text{ kN} > W_x = 1.5 \times 260 = 390 \text{ kN}$
- Trasversale $E_y = 2441 \text{ kN} > W_y = 1.5 \times 987 = 1481 \text{ kN}$

Si osserva come tali azioni siano comunque ben superiori all'azione del vento agli SLU in entrambe le direzioni e pertanto l'azione sismica può assumersi dimensionante come carico orizzontale.

Nell' seguito si riporta solo un estratto delle verifiche di alcuni elementi strutturali principali dell'esistente nei confronti dell'azione sismica agli SLV che è dimensionante. La resistenza viene assunta al limite elastico per tenere in conto l'assenza di dettagli di duttilità in analogia a quanto fatto successivamente e alle indicazioni delle stesse NTC18 al §7.4.1. Le resistenze dei materiali sono assunte come da progetto. In particolare si verificano travi e pilastri dei telai e il vano ascensore.

8.4.1 Verifica delle travi

La verifica delle travi viene svolta separatamente per le travi dei telai trasversali (supposte resistenti nei confronti dell'azione trasversale insieme al nucleo ascensore) e di quelli longitudinali. Si considerano le travi più sollecitate.

8.4.1.1 Verifica delle travi longitudinali

Con la medesima metodologia di verifica spiegata in dettaglio successivamente (§12.2 e §12.3) si sono verificate le travi longitudinali. Si riportano i risultati dei massimi fattori di sfruttamento a taglio (f.s. V) e momento (f.s. M) per ciascuno dei piani e dei telai:

f.s. M max		f.s. V max	
COP	1.22	COP	0.45
P5	2.30	P5	0.92
P4	2.75	P4	0.96
P3	3.12	P3	1.02
P2	3.67	P2	1.06
P1	2.53	P1	1.13

Figura 18: Tassi di lavoro a Momento e a Taglio del telaio 1-6.

f.s. M max		f.s. V max	
COP	1.92	COP	1.10
P5	2.47	P5	0.90
P4	3.19	P4	0.99
P3	3.49	P3	0.98
P2	3.83	P2	0.94
P1	2.53	P1	1.19

Figura 19: Tassi di lavoro a Momento e a Taglio del telaio 7-12.

f.s. M max		f.s. V max	
COP	1.39	COP	0.94
P5	2.60	P5	1.06
P4	3.00	P4	1.13
P3	3.26	P3	1.19
P2	3.71	P2	1.20
P1	3.02	P1	1.22

Figura 20: Tassi di lavoro a Momento e a Taglio del telaio 13-18.

Come si evince dai risultati le travi più sollecitate non sono verificate a momento, con tassi di lavoro fino al 383% della resistenza. A taglio le sollecitazioni sono inferiori ma comunque tali da non soddisfare le verifiche, con tassi di lavoro sino al 122%.

8.4.1.2 Verifica delle travi trasversali

Si procede alla verifica in maniera analoga a quanto fatto al paragrafo precedente; si riportano i risultati in termini di massimi fattori di sfruttamento a taglio (f.s. V) e momento (f.s. M) per il telaio più sollecitato (laterale sinistro) stante l'uguaglianza dei tre telai trasversali:

f.s. M max		f.s. V max	
COP	3.83	COP	0.49
P5	6.97	P5	0.97
P4	7.76	P4	1.12
P3	7.55	P3	1.16
P2	7.76	P2	1.13
P1	3.29	P1	1.01

Figura 21: Tassi di lavoro a Momento e a Taglio del telaio laterale.

si evince dai risultati che le travi più sollecitate non sono abbondantemente verificate a momento, con tassi di lavoro fino al 776% della resistenza. A taglio le sollecitazioni sono inferiori ma comunque tali da non soddisfare le verifiche, con tassi di lavoro sino al 116%.

8.4.2 Verifica dei pilastri

La verifica dei pilastri viene svolta a titolo esemplificativo su uno dei pilastri più sollecitati, si tratta del pilastro centrale sul telaio laterale in copertura.

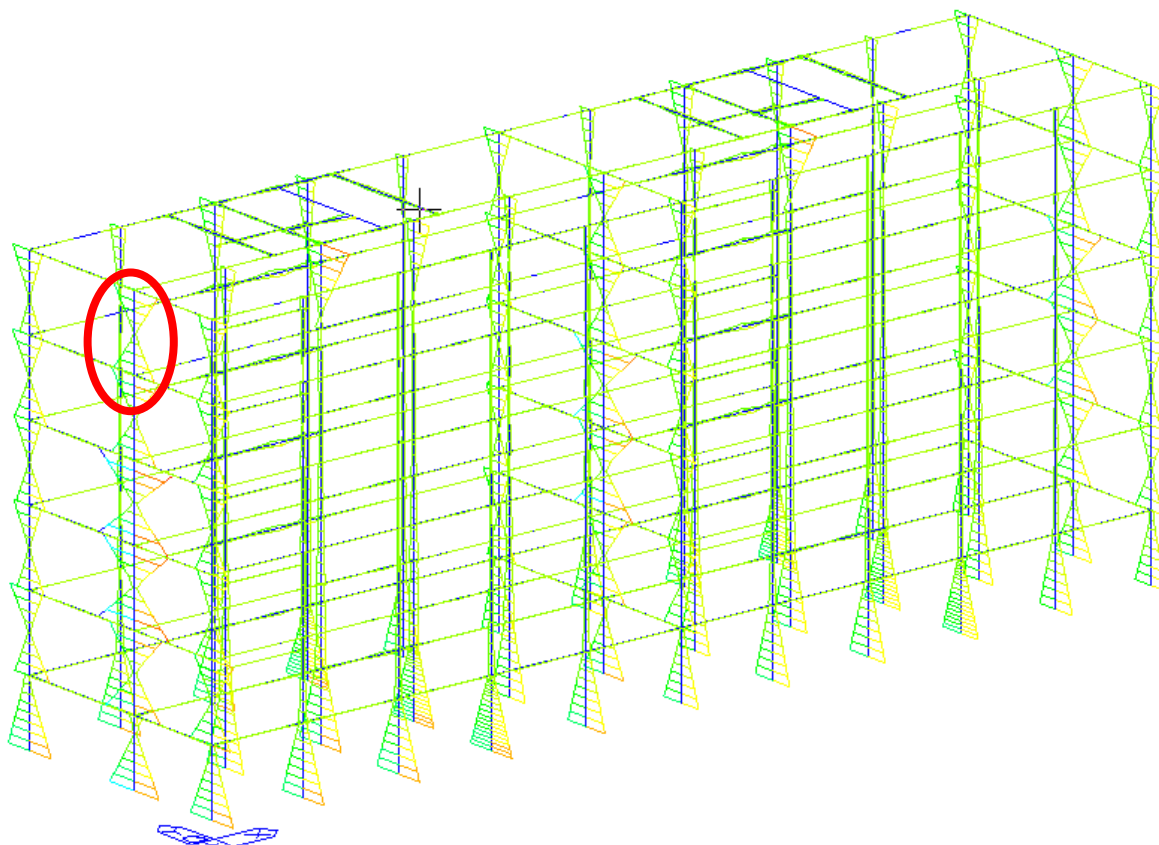


Figura 22: Pilastro preso come esempio per la verifica.

Detto pilastro presenta alla base elevati valori di flessione dovuta al sisma e contemporaneamente un ridotto sforzo normale (essendo in copertura) che aiuterebbe il pilastro a resistere nei confronti della flessione.

Le azioni agenti sono le seguenti:

Sforzo normale agente, N_{Ed}	123.0 kN
Momento flettente trasversale agente, $M_{y,Ed}$	127.8 kNm
Momento flettente longitudinale agente, $M_{x,Ed}$	52.0 kNm

Il pilastro presenta sezione 30 x 30 ed è armato con 4 Φ 14.

Si riporta la verifica a pressoflessione con VCASLU, affinata in analogia a quanto indicato al §12.3.2.

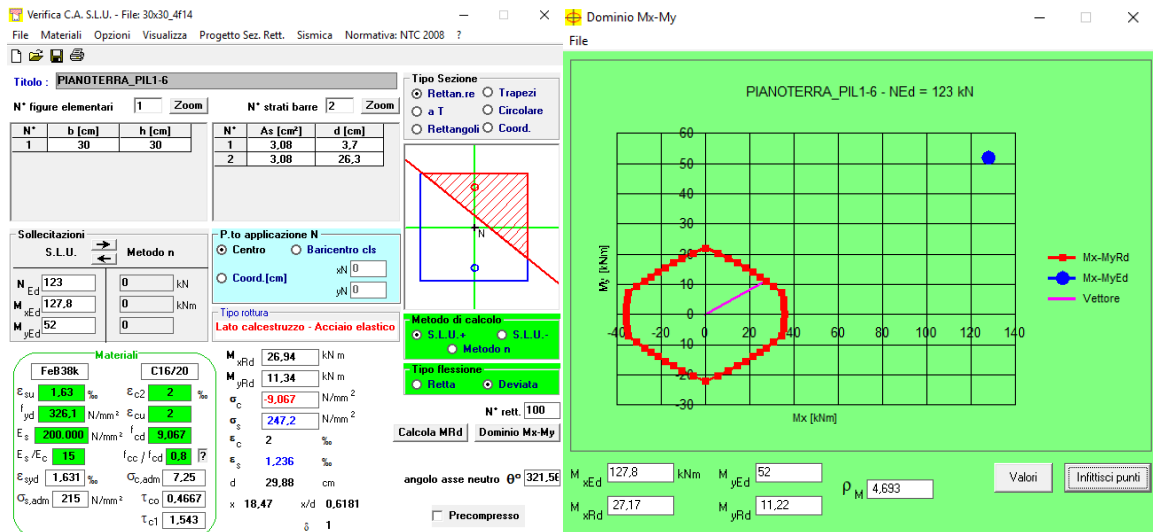


Figura 23: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del pilastro in copertura della struttura esistente.

Il pilastro risulta fortemente non verificato, con un tasso di lavoro del 469%.

8.4.3 Verifica del vano ascensore

I vani ascensore svolgono la funzione di controvento sia in direzione trasversale che longitudinale insieme ai telai; ne viene riportata la verifica considerando le armature risultanti da progetto originale, costituite da $\Phi 12$ a passo di circa 30 cm sui perimetri interno ed esterno. Si considerano le sollecitazioni in condizioni sismiche agli SLV, la resistenza viene assunta al limite elastico per tenere in conto l'assenza di dettagli di duttilità in analogia a quanto già fatto per gli altri elementi.

Le azioni agenti sono le seguenti:

Sforzo normale agente, N_{Ed}	658	kN
Momento flettente trasversale agente, $M_{y,Ed}$	7677	kNm
Momento flettente longitudinale agente, $M_{x,Ed}$	4981	kNm

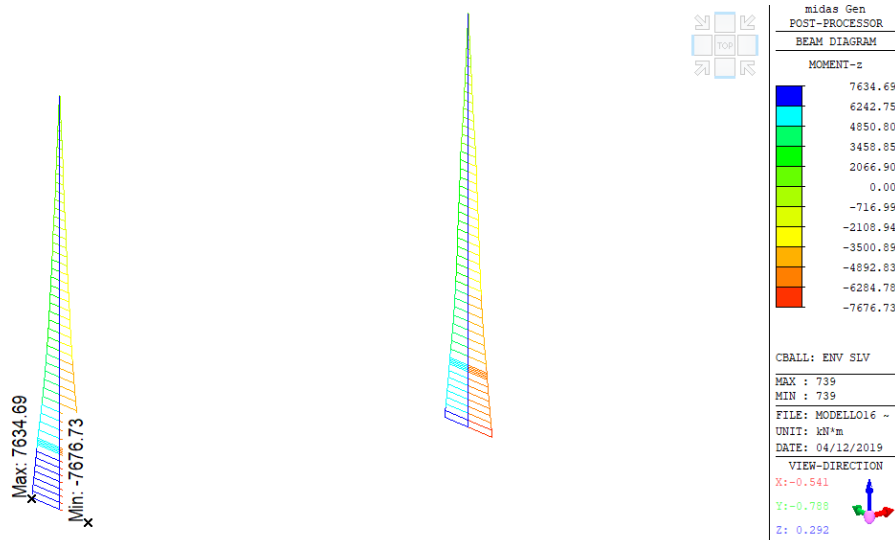


Figura 24: Inviluppo delle sollecitazioni di momento dovute al sisma in direzione trasversale.

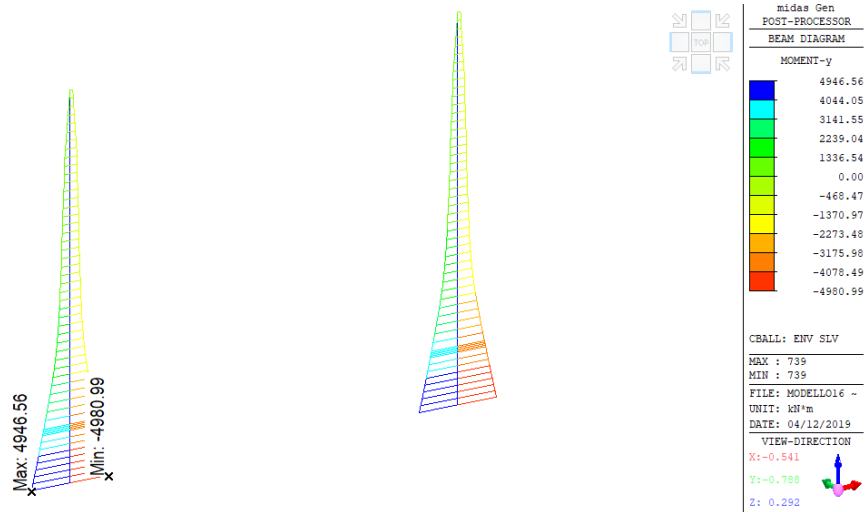


Figura 25: Involuppo delle sollecitazioni di momento dovute al sisma in direzione longitudinale.

Si riporta la verifica in VCA SLU:

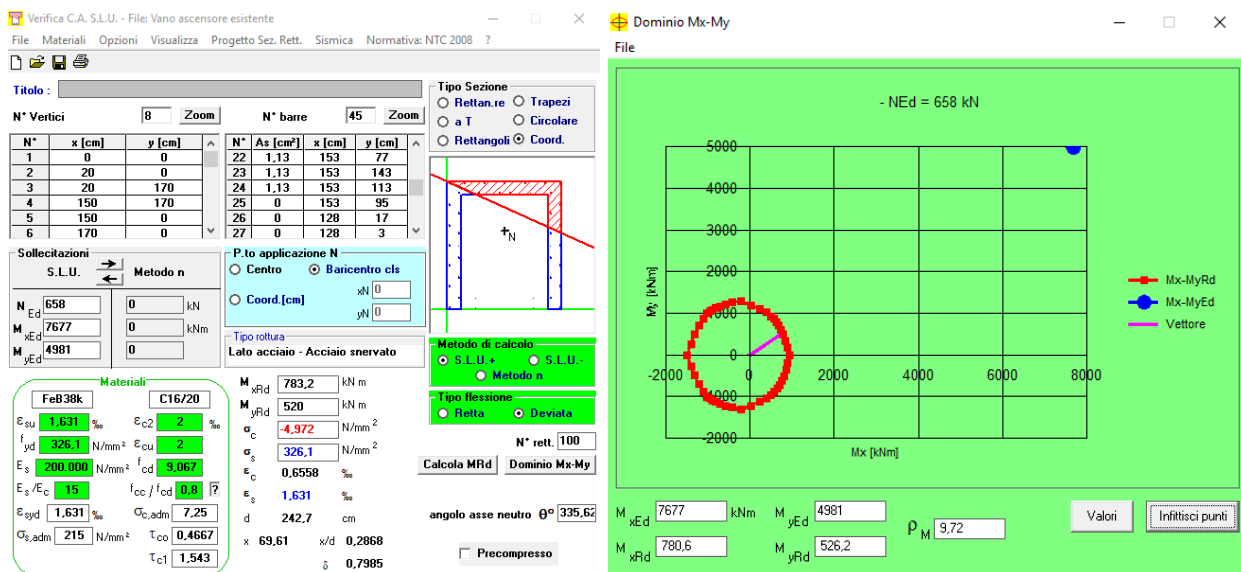


Figura 26: Verifica a pressoflessione deviata con VCA SLU del nucleo ascensore alla base della struttura esistente.

Il nucleo ascensore risulta fortemente non verificato, con un tasso di lavoro di quasi 10 volte.

8.5 Conclusioni sulla sicurezza dello stato di fatto

Dalle verifiche di sicurezza dello stato esistente si evince come l'azione sismica sia di entità tale da mandare in crisi praticamente tutti gli elementi strutturali principali; in particolare:

- Le travi dei telai longitudinali non sono verificate di quasi 4 volte la loro resistenza a momento. In particolare si evidenzia la crisi dei telai di tutti i piani e in particolare dei piani intermedi.
- Le travi dei telai trasversali non sono verificate di circa 8 volte la loro resistenza, infatti dette travi presentano un'armatura dimensionata per resistere ai soli carichi verticali senza tenere minimamente in considerazione dei carichi orizzontali da sisma. Anche assumendo uno

schema di minimo che immagina i telai trasversali falliti e l'azione trasversale affidata ai soli vani ascensore la struttura non risulta verificata, infatti si andrebbe ad aggravare la condizione di carico sul vano ascensore già fortemente sollecitato.

- I pilastri dimostrano anch'essi di essere fortemente sollecitati e non verificati di quasi 5 volte.
- Il vano ascensore, funzionando da controvento sia in direzione trasversale che longitudinale, presenta un tasso di lavoro quasi dieci volte superiore alla propria resistenza.

I risultati ottenuti possono peraltro considerarsi sottostimati, infatti la presenza delle murature di tamponamento, non considerate nella modellazione, porterebbe ad un irrigidimento della struttura con conseguente incremento delle sollecitazioni sismiche agenti.

Infine si fa notare come anche dei confronti delle sollecitazioni statiche orizzontali (vento) la costruzione presenti alcune carenze, pur di minor entità. L'azione del vento in trasversale è infatti superiore alla metà dell'azione sismica nella corrispondente direzione, e considerano i tassi di lavoro ben superiori a 2 nel caso del sisma appare ovvio come la costruzione non sia verificata neppure nei confronti dell'azione del vento trasversale (seppur metà del sisma). In direzione longitudinale invece il problema del vento non si pone, essendo quest'ultimo circa un decimo dell'azione sismica.

Alla luce dei risultati ottenuti è evidente come la struttura necessiti di un intervento volto a migliorare le capacità statiche della costruzione. Si fa notare in particolare che l'entità delle sollecitazioni sismiche è molto elevata rispetto alla resistenza del fabbricato e pertanto interventi volti al rinforzo strutturale come la costruzione di setti in c.a., l'adozione di placcaggi diffusi, rinforzi FRP o quant'altro comporterebbe opere notevolmente onerose in termini quantitativi ed economici per riuscire a coprire le carenze statiche dell'edificio esistente nei confronti dell'azione sismica. Nello specifico il rinforzo mediante la realizzazione di setti in c.a. appare forse il più semplice e meno invasivo, ma può essere inopportuno per due motivazioni in particolare:

- L'inserimento di setti ulteriori irrigidirebbe la struttura con conseguente aumento dell'azione sismica agente.
- Le opere di fondazione necessarie per fondare detti setti dovrebbero essere di entità notevole per riuscire a portare a terra le elevate azioni di momento dovute all'elevazione non indifferente della costruzione.

Se si considera, poi, il requisito di fruibilità delle unità abitative durante tutta l'esecuzione dei lavori, tutti gli interventi diffusi sulla struttura di cui in precedenza risultano ancora meno fattibili in quanto travi e pilastri a partire dal piano primo non sono di fatto accessibili.

In ragione delle precedenti osservazioni si propone con il presente progetto un intervento di adeguamento mediante isolamento sismico dell'edificio. Tale soluzione, infatti, abbatte considerevolmente la domanda sismica rendendola compatibile con la capacità (resistenza) delle elevazioni a fronte di un unico intervento di una certa entità al piano terra (taglio pilastri, inserimento isolatori e realizzazione nuovo solaio) e modesti interventi di rinforzo localizzati nelle sole zone ove è possibile operare (non interne alle abitazioni).

9 STATO DI PROGETTO

9.1 Descrizione dell'intervento

Al fine di conseguire l'adeguamento sismico si prevede l'isolamento dell'edificio per mezzo di dispositivi tipo FRP (Friction Pendulum) a doppia curvatura (Figura 27), il rinforzo dei vani ascensore esistenti mediante placcature con piatti metallici tassellati (Figura 27), la costruzione di setti in c.a. al piano terra (Figura 29) e il rinforzo delle travi del primo solaio nelle zone di collegamento ai pilastri (Figura 30).

L'isolamento al piano terra consente di aumentare il periodo della costruzione riducendo la sollecitazione sismica agente. La costruzione isolata è quindi in grado di far fronte all'azione sismica di progetto. In direzione trasversale a seguito dell'isolamento diventa dimensionante l'azione del vento, pertanto si dimensionano i rinforzi del vano ascensore sulla base di quest'ultimo. Inoltre, per aumentare il grado d'incastro del vano ascensore alla base, si realizzano i setti in c.a. al piano terra. Questi ultimi consentono anche la realizzazione di un sistema di controventamento sia trasversale che longitudinale del piano terra in grado di garantire una maggiore stabilità a seguito della procedura di taglio dei pilastri e d'installazione del sistema d'isolamento.

Per realizzare l'intervento si prevede la demolizione dei tamponamenti, il rinforzo delle travi del primo solaio, la demolizione della pavimentazione al piano terra e dei cordoli in sommità alle fondazioni. Verrà quindi realizzata una platea inferiore, a livello del piano di posa delle fondazioni per il livellamento e la pulizia della zona di lavoro, e per garantire la creazione di un ambiente idoneo alla manutenzione futura dei dispositivi. Si procede al rinforzo dei vani ascensore, previa chiusura degli stessi al transito per un breve periodo, e all'isolamento di questi ultimi e dei pilastri limitrofi al vano ascensore. Terminata questa fase si procede alla costruzione dei setti di rinforzo e della nuova soletta del piano terra nella zona dei vani ascensore, mentre i pilastri nelle altre zone rimangono inalterati, in modo da avere sempre attivo un sistema resistente nei confronti delle forze orizzontali. Si provvederà quindi all'installazione di mensole metalliche anche alla base degli altri pilastri collegate con l'orditura principale di travi metalliche. Il carico dei pilastri verrà sostenuto mediante martinetti idraulici in modo da poterli tagliare per installare gli isolatori. Terminata l'installazione dei dispositivi si completerà il graticcio di travi in carpenteria metallica e si ordinerà quindi la nuova soletta di 7 cm del piano terra su lamiera grecata resa collaborante alle travi per mezzo di pioli. La procedura di installazione degli isolatori (retrofitting) e di realizzazione della soletta procederà a fasi, per gruppi di pilastri. La soletta sarà realizzata con delle botole per consentire l'accesso alla camera sottostante per la manutenzione dei dispositivi d'isolamento. Realizzata la nuova soletta sarà possibile eliminare anche le staffe di ritegno degli isolatori. Durante l'intervento sarà realizzata una scala retrostante temporanea al fine di consentire l'accesso ai condomini limitando al minimo i disagi. Al termine delle lavorazioni strutturali sarà ripristinata la chiusura del piano terra con la realizzazione delle tamponature in modo da ricostruire i box precedentemente demoliti. Per consentire gli scorrimenti relativi tra sovrastruttura e sottostruttura sarà realizzato un piccolo cavedio circostante. Per la stessa motivazione e per evitarne la rottura, gli impianti saranno collegati con l'esterno mediante giunti sismici flessibili in grado di consentire gli spostamenti sismici relativi di progetto di ± 200 mm.

Di seguito si riportano alcune immagini dell'intervento proposto.

SEZIONE IN DIREZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA AL
PILASTRO ESISTENTE

Scala 1:20

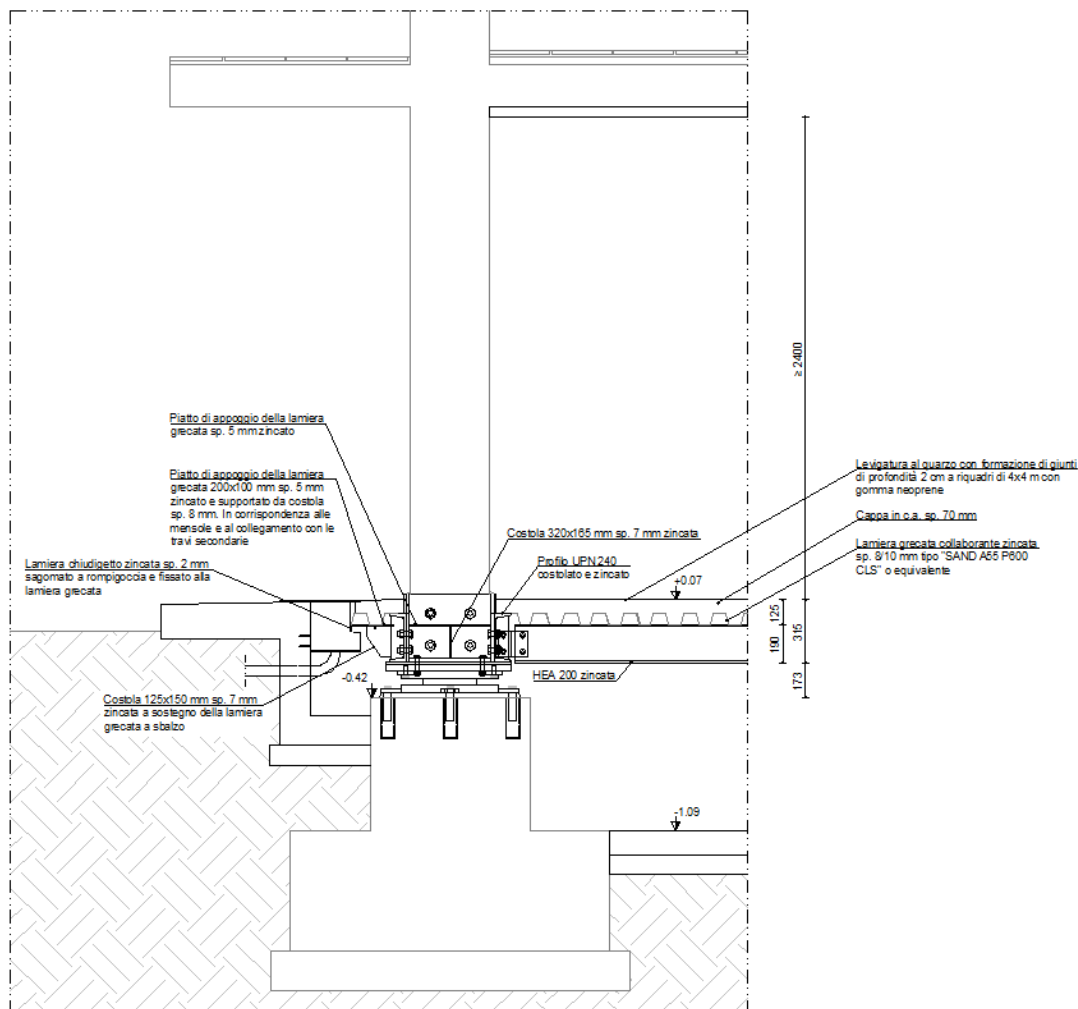


Figura 27: Dettaglio intervento d'isolamento al piano terra.

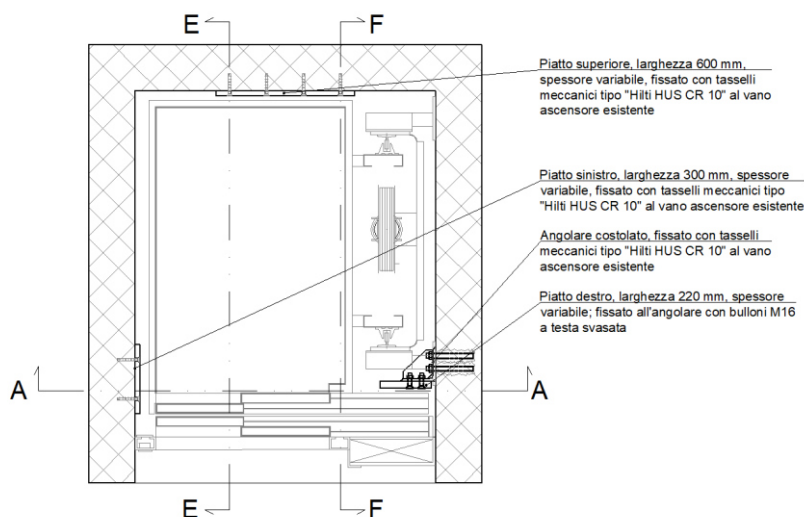


Figura 28: Dettaglio del rinforzo del vano ascensore esistente.

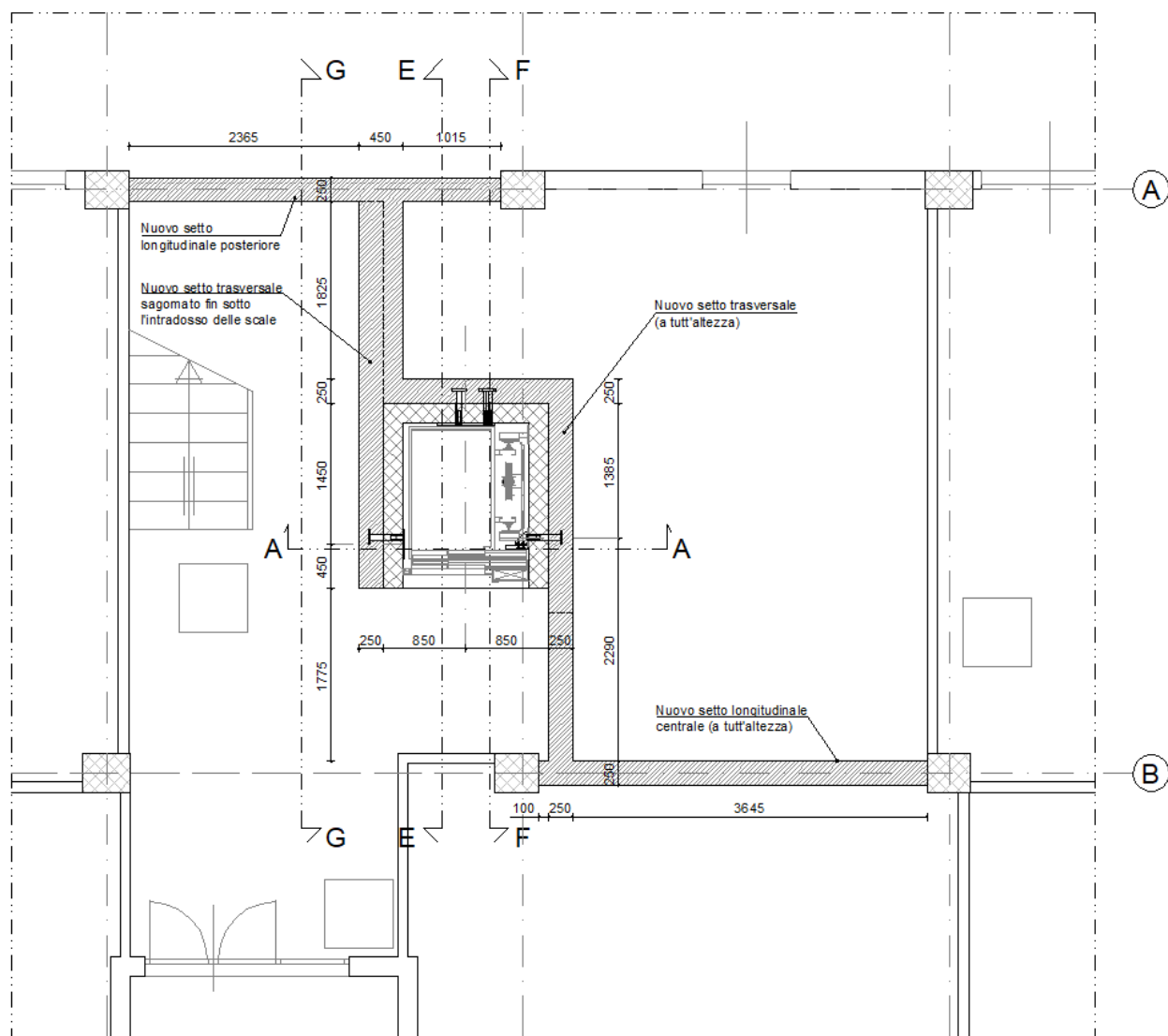


Figura 29: Realizzazione dei nuovi setti in c.a. al piano terra.

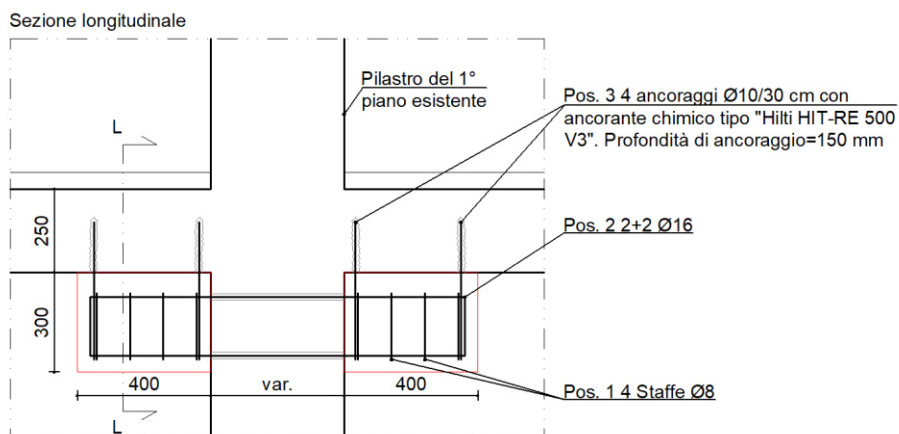


Figura 30: Dettaglio del rinforzo delle travi del primo solaio.

PIANTA PIANO TERRA
Carpenteria metallica del nuovo solaio
Scala 1:50

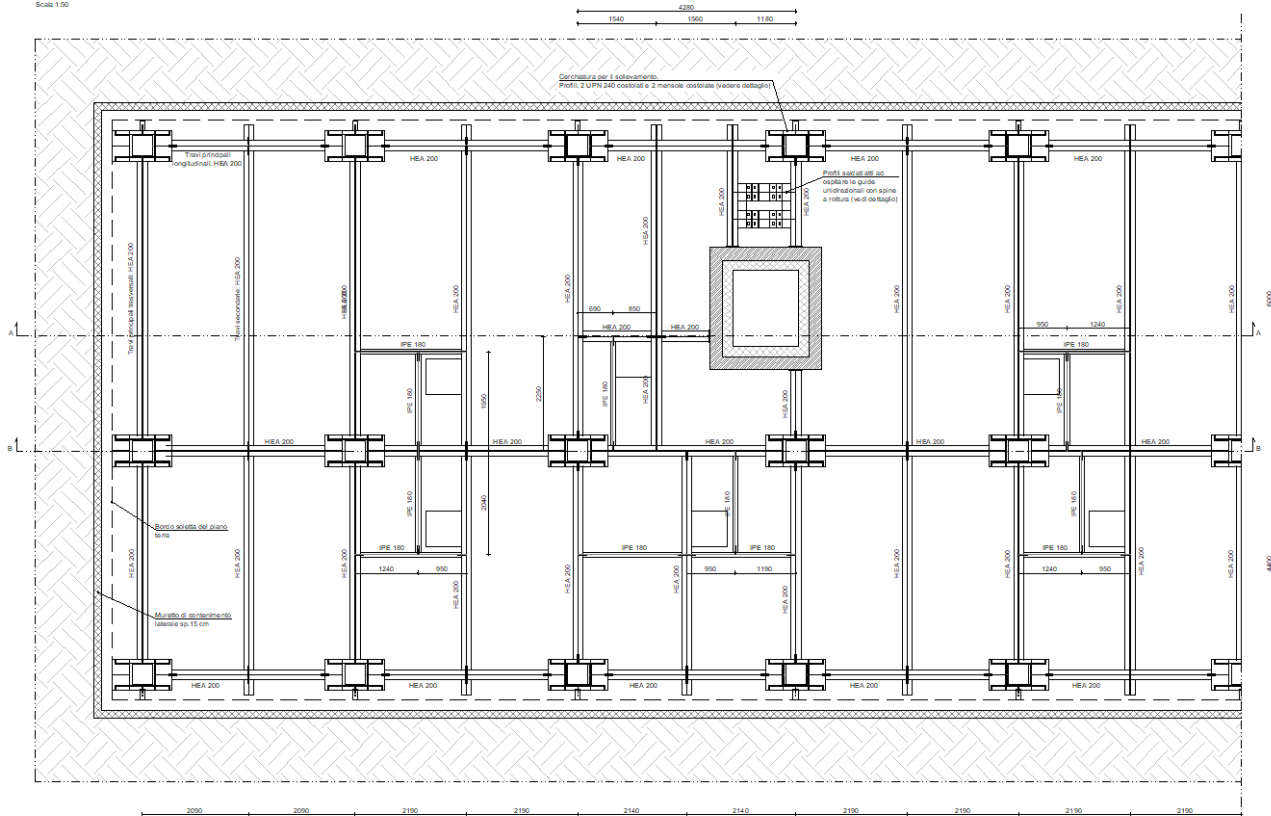


Figura 31: Carpenterie in acciaio del nuovo solaio al piano terra.

La scelta di questo intervento consente di ottenere i seguenti vantaggi:

- L'analisi dello stato di fatto ha evidenziato notevoli carenze strutturali nei confronti delle azioni sismiche, pertanto, l'isolamento, aumentando notevolmente il periodo di vibrazione, consente di ridurre fortemente l'azione sismica senza intervenire con rinforzi pesanti sulla sovrastruttura.
- Un intervento di rinforzo esteso, senza procedere all'isolamento, sarebbe eccessivamente invasivo e porterebbe ad un'eccessiva limitazione nella fruizione dei condomini da parte degli inquilini. Infatti gran parte dell'insufficienza statica dell'edificio è stata riscontrata ai piani intermedi, i più difficili da rinforzare date le difficoltà di accesso alle strutture.
- L'isolamento consente d'intervenire principalmente al piano terra, non abitato, senza interferire troppo con le attività dei condomini.
- Il rinforzo del vano ascensore risulta comunque necessario per rinforzare la sovrastruttura nei confronti delle azioni trasversali in condizioni statiche ed è pertanto necessario a prescindere dall'isolamento. Tuttavia l'isolamento riducendo la forza sismica riduce l'entità del rinforzo.
- I nuovi setti al piano terra consentono d'incastare meglio il vano ascensore garantendo un miglior trasferimento delle azioni trasversali, ridistribuendone la coppia su più isolatori.

- L'impiego di dispositivi FRP consente di mantenere il centro di massa del sistema d'isolamento coincidente con il centro di rigidezza eliminando gli effetti torcenti della sovrastruttura, inoltre ciò consente di avere un sistema auto-ricentrante.
- L'attrito che si sviluppa sulle superfici di scorrimento degli isolatori FRP consente d'introdurre uno smorzamento aggiuntivo sulla struttura che riduce ulteriormente l'azione sismica agente.

9.2 Caratteristiche degli isolatori previsti e loro disposizione

Gli isolatori FRP previsti sono del tipo a doppia curvatura. A seconda del tipo e dell'entità dell'attrito sono state impiegate due tipologie di isolatore:

- Isolatori a basso attrito (L), nei quali l'attrito dipendente dal rapporto tra carico quasi permanente agente N_{Sd} e carico massimo di progetto N_{Ed} agli SLC secondo il seguente legame:

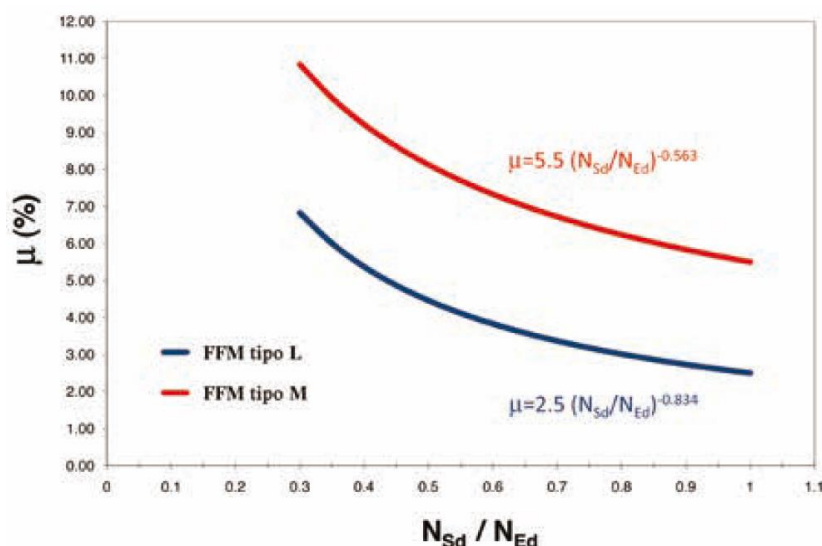


Figura 32: Relazione tra carico verticale agente e attrito.

L'attrito minimo si ha per il carico massimo, ed è pari a $\mu = 2.5\%$ del carico verticale agente.

- Isolatori lubrificati a bassissimo attrito (XL) nei quali l'attrito varia da $\mu = 0.1\%$ a $\mu = 1.0\%$. Nelle analisi sono stati considerati entrambi i valori, il primo per le analisi agli SLC con l'intento di massimizzare lo spostamento sugli isolatori, il secondo per le analisi agli SLV al fine di massimizzare le forze sulla sovrastruttura.

Entrambe le tipologie presentano raggio di curvatura pari a $R = 3100$ mm e spostamenti massimi consentiti di $d = \pm 200$ mm.

Gli isolatori impiegati presentano il legame costitutivo forza - spostamento riportato in figura e descritto dalla seguente relazione:

$$F = \mu \cdot N_{Sd} + \frac{N_{Sd}}{R} \cdot d$$

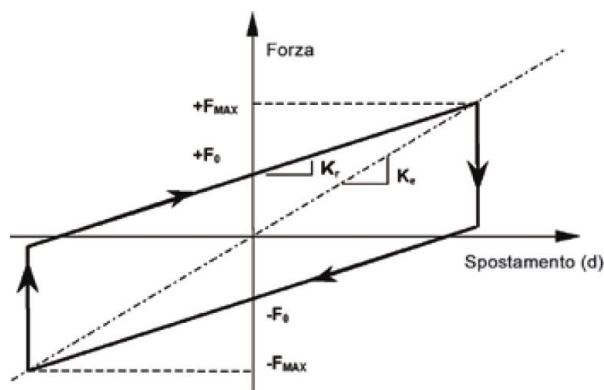


Figura 33: Relazione tra carico trasmesso dall'isolatore e spostamento orizzontale.

Per ciascun fabbricato sono disposti 30 isolatori tipo XL divisi in due sottocategorie in base al massimo carico agli SLC agente N_{Ed} : 21 da 1500 kN (verde) e 9 da 2500 kN (azzurro) e 11 isolatori tipo L da 1500 kN (arancione), si veda la figura seguente:

DISPOSIZIONE DEGLI ISOLATORI E DELLE SPINE A ROTTURA ALLA BASE DEI PILASTRI DEL PIANO TERRA

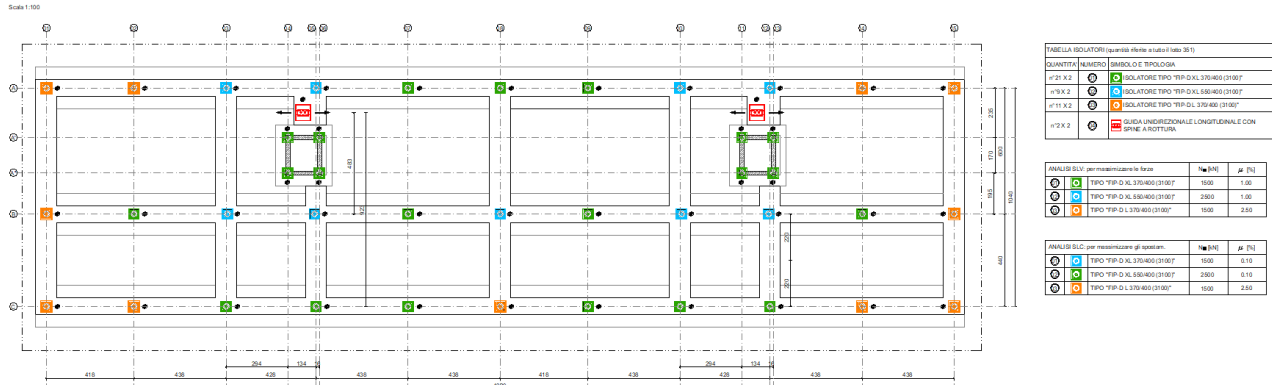


Figura 34: Disposizione degli isolatori in pianta.

La scelta degli isolatori è stata condotta in modo da ottenere un attrito medio agli SLV pari a 1.92%, tale da avere un'accelerazione sismica agente massima stimata di $S_d / q = 0.051g / 1.5 = 0.034g$, sopportabile dalla sovrastruttura (l'adozione di un fattore di struttura pari a 1.5 per la sovrastruttura è consentita dalla normativa al §7.10.6.2.1 delle NTC18 e motivata più in dettaglio al §12.1.2). Il calcolo è stato svolto in maniera iterativa con un foglio di calcolo, i risultati sono riassunti nella tabella seguente:

Parametri		d [m]	Ke [kN/m]	d [m]	Te [s]	ξ e	η	Sd [g]	Fmax [kN]
Nsd	31076 kN	0.113	15315	0.118	2.879	21.4%	0.616	0.025	780
μ	1.92 %	0.118	15092	0.052	2.409	34.1%	0.550	0.032	995
R	3.1 m	0.052	21565	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059
g	9.806 m/s ²	0.046	22945	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059
a _g	0.133 g	0.046	22945	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059
S	1.20	0.046	22945	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059
F ₀	2.61	0.046	22945	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059
TC	0.57 s	0.046	22945	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059
TD	2.13 s	0.046	22945	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059
q	1.50	0.046	22945	0.046	2.335	35.8%	0.550	0.034	1059

Tabella 3: Predimensionamento del sistema d'isolamento con calcolo iterativo.

Dai calcoli si evince che il periodo della struttura isolata, stimato agli SLV, è pari a $T_{is} = 2.34s$.

Per calcolare in maniera più dettagliata le forze e gli spostamenti **sugli isolatori** è stata condotta un'**analisi non lineare con integrazione al passo di accelerogrammi** spettro-compatibili. Invece, per le verifiche della **sovrastuttura**, si è eseguita un'**analisi dinamica con spettro di risposta**, stante la sostanziale uguaglianza dei risultati ottenuti con le due analisi, come dimostrato in seguito.

9.3 Approccio al calcolo ed alla verifica degli elementi strutturali dello stato di progetto

La valutazione dello stato di progetto (intervento di isolamento dell'edificio) si articola in tre fasi:

- dimensionamento e verifica del sistema di isolamento (dispositivi di isolamento);
- verifica della sovrastuttura (l'edificio esistente dalla quota di posizionamento degli isolatori);
- dimensionamento e verifica del sistema di fondazione (elementi al di sotto della quota di posizionamento degli isolatori).

Tutte le fasi vengono condotte sia per le condizioni statiche (SLU) che per le condizioni sismiche. Calcoli e verifiche sono eseguite con le seguenti ipotesi:

- a. La sovrastuttura presenta sistemi controventanti diffusi in direzione longitudinale (telai paralleli al lato lungo) che vengono utilizzati per far fronte alle forze orizzontali da vento e da sisma (a seguito del posizionamento degli isolatori) parallele alla direzione lunga dell'edificio (direzione X).
- b. La sovrastuttura presenta sistemi controventanti in direzione trasversale (telai paralleli al lato corto) insufficienti a far fronte alle forze orizzontali da vento e da sisma (a seguito del posizionamento degli isolatori) parallele alla direzione corta dell'edificio (direzione Y) e pertanto si chiamano in gioco i nuclei ascensore per contrastare tali azioni orizzontali.
- c. I nuclei ascensore necessitano di un generale rinforzo al fine di aumentarne la capacità flessionale nonché la realizzazione tra piano terra e piano primo di opportuni setti a collegare i pilastri nella direzione del lato corto degli edifici per garantire un incastro alla base al di sopra del piano di isolamento.
- d. I pilastri, a seguito del taglio, della disposizione degli isolatori e della realizzazione del solaio in struttura mista del piano terra, sono considerati incernierati alla base (presso il piano terra).
- e. L'introduzione dell'isolamento può portare a carichi sismici inferiori a quelli da vento: per contrastare tale evenienza sono stati disposti opportuni dispositivi fusibili.
- f. Il sistema di isolamento è verificato mediante simulazioni con integrazione al passo con approccio non lineare concentrato agli isolatori e facendo uso di accelerogrammi spettrocompatibili.
- g. Il comportamento sismico della sovrastuttura e della sottostruttura (fondazioni) è considerato non dissipativo. Tuttavia, sulla base di quanto al § 7.10.6.2.1 di [1], è concesso l'utilizzo di un coefficiente di struttura q pari al massimo a 1.5.

Sulla scorta di quanto in precedenza si approccia il calcolo e la verifica secondo i seguenti punti:

1. **Modellazione elastica lineare con smorzamento standard del 5% della struttura esistente ed introduzione di elementi non lineari a rappresentare gli isolatori tipo *friction pendulum* (§10.1).** Tale modello, quindi, introduce la non linearità di comportamento solo a livello degli elementi di isolamento e **non tiene in conto in nessun modo della**

dissipazione che la sovrastruttura, pur in condizioni non dissipative, può eventualmente addurre (quantificabile in un fattore di struttura q pari a 1.5 come da § 7.10.6.2.1 di [1]).

Tale modello viene utilizzato per le analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo nelle seguenti modalità:

- Analisi SLD: 3 set di analisi ognuna con accelerogrammi spettrocompatibili nelle tre direzioni (X, Y orizzontali e Z verticale);
 - Analisi SLV: 3 set di analisi ognuna con accelerogrammi spettrocompatibili nelle tre direzioni (X, Y orizzontali e Z verticale);
 - Analisi SLC: 3 set di analisi ognuna con accelerogrammi spettrocompatibili nelle tre direzioni (X, Y orizzontali e Z verticale).
2. **Verifica dei requisiti di spostamento per gli isolatori** sui risultati di cui al punto 1 ed estrazione dei massimi tagli sismici della sovrastruttura nelle due direzioni orizzontali (§10.5)
 3. **Verifica delle mensole di sollevamento dei pilastri per l'installazione degli isolatori.**
 4. **Progettazione degli elementi fusibili nei confronti dell'azione del vento.**
 5. **Calcolo delle sollecitazioni sulla sovrastruttura e sulla sottostruttura con analisi spettrale agli SLV e $q=1.5$.** Per sfruttare l'impiego di un $q=1.5$ alla luce di quanto evidenziato al §7.10.6.2.1 dalle NTC18 e per gestire con maggiore semplicità i risultati del calcolo è possibile analizzare la sovrastruttura impiegando un'analisi lineare spettrale, il cui spettro è ridotto con fattore di struttura non dissipativo $q=1.5$ e con uno smorzamento equivalente a quello del sistema d'isolamento. Al fine di determinare dette sollecitazioni si è impiegata una modellazione elastica lineare della sovrastruttura con introduzione di elementi lineari a rappresentare gli isolatori friction pendulum (§0). La rigidezza equivalente di questi ultimi viene opportunamente determinata in maniera iterativa a partire dagli spostamenti determinati al punto 1, sulla base delle caratteristiche dei dispositivi, e finché gli spostamenti determinati tra un'iterazione e l'altra risultano inferiori al 5%. Infine, per verificare l'equivalenza dell'approccio seguito con quello impiegato per gli isolatori (punto 1 e presente punto 5), si sono confrontati i tagli alla base (opportunamente scalati per tener conto delle medesime dissipazioni).
 6. Con il modello di cui al punto precedente si sono calcolate anche le sollecitazioni statiche (SLU).
 7. **Verifica degli elementi della sovrastruttura e/o progettazione degli interventi** di rinforzo secondo quanto riportato successivamente al §0.
 8. **Verifica degli elementi di fondazione e della capacità portante della fondazione** (§ 13).

10 VERIFICA DEGLI ISOLATORI

10.1 Descrizione modello

Ai fini della verifica del sistema di isolamento, la struttura viene modellata nella sua interezza, riprendendo il modello realizzato per lo studio dello stato di fatto (§8.1), e modificandolo nel seguente modo:

1. I pilastri al piano terra sono stati suddivisi e sono stati inseriti gli isolatori sismici modellati mediante *General link*, per i quali si specifica il raggio equivalente R ed il coefficiente di attrito dinamico μ . In Figura 34 e in Figura 35 Tabella 8 sono stati riportati lo schema di disposizione e le caratteristiche degli isolatori utilizzati ed inseriti a livello di modellazione. Gli isolatori vengono disposti a connessione tra pilastri e fondazioni, immediatamente al di sotto del solaio in struttura mista del piano terra che viene a far parte della sovrastruttura.
2. Inserimento del solaio in struttura composta al piano terra, modellato mediante travi in elementi beam aventi sezioni pari alle travi in acciaio e della soletta modellata con elementi plate aventi peso aumentato per tenere conto del calcestruzzo aggiuntivo delle greche.
3. Nuovi muri in c.a. al piano terra in corrispondenza dei nuclei ascensore e sul prospetto frontale realizzati mediante elementi bidimensionali a comportamento membranale e flessionale.

ISOLATORE TIPO "FIP-D XL 370/400 (3100)"		
N_{Ed} (kN)	1500 kN	Max carico verticale nelle combinazioni di carico dell'azione sismica (SLC)
μ_{min} (%)	1,0	Coefficiente di attrito minimo (al carico verticale N_{Ed})
R (mm)	3100	Raggio di curvatura equivalente
d_{Ed} (mm)	± 200	Spostamento orizzontale max
N_{Rd} (kN)	1500 kN	Max carico verticale in combinazione statica (SLU)

ISOLATORE TIPO "FIP-D XL 550/400 (3100)"		
N_{Ed} (kN)	2500 kN	Max carico verticale nelle combinazioni di carico dell'azione sismica (SLC)
μ_{min} (%)	1,0	Coefficiente di attrito minimo (al carico verticale N_{Ed})
R (mm)	3100	Raggio di curvatura equivalente
d_{Ed} (mm)	± 200	Spostamento orizzontale max
N_{Rd} (kN)	2850 kN	Max carico verticale in combinazione statica (SLU)

ISOLATORE TIPO "FIP-D L 370/400 (3100)"		
N_{Ed} (kN)	1500 kN	Max carico verticale nelle combinazioni di carico dell'azione sismica (SLC)
μ_{min} (%)	2,5	Coefficiente di attrito minimo (al carico verticale N_{Ed})
R (mm)	3100	Raggio di curvatura equivalente
d_{Ed} (mm)	± 200	Spostamento orizzontale max
N_{Rd} (kN)	1500 kN	Max carico verticale in combinazione statica (SLU)

Figura 35: Caratteristiche degli isolatori impiegati.

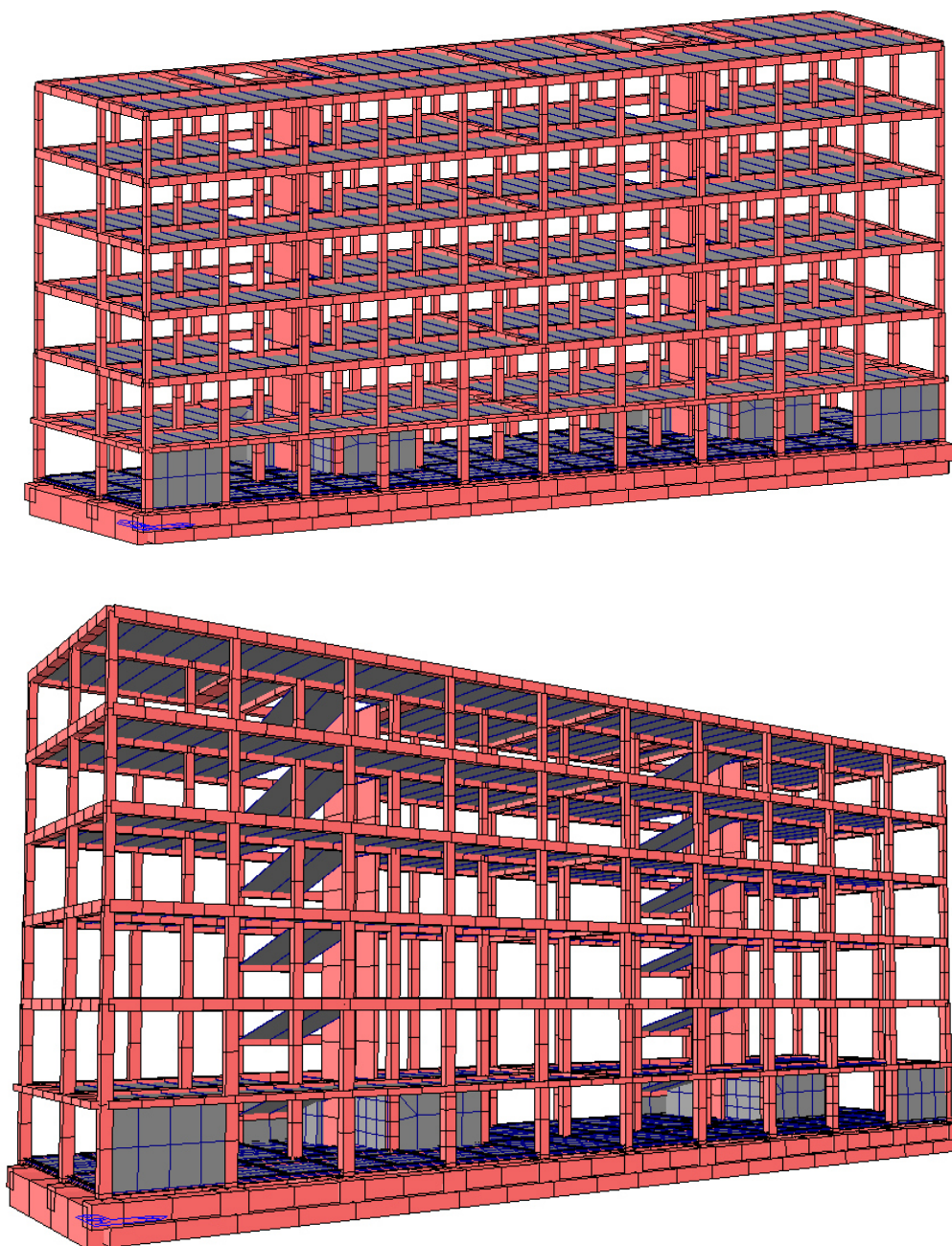


Figura 36: Vista 3D e prospettiva del modello FEM impiegato.

Si pone in evidenza come gli elementi di cui al punto 1 reagiscano a sola compressione e pertanto possono essere soggetti a sollevamento (comportamento effettivamente modellato dal programma di calcolo).

La non linearità degli isolatori, inoltre, rende conto esclusivamente della sola dissipazione che essi stessi introducono. In questa fase si trascura infatti ogni ulteriore dissipazione introdotta dalla sovrastruttura ($q = 1.0$), in accordo con quanto indicato al § 7.10.6.2 delle NTC18.

10.2 Analisi sismiche

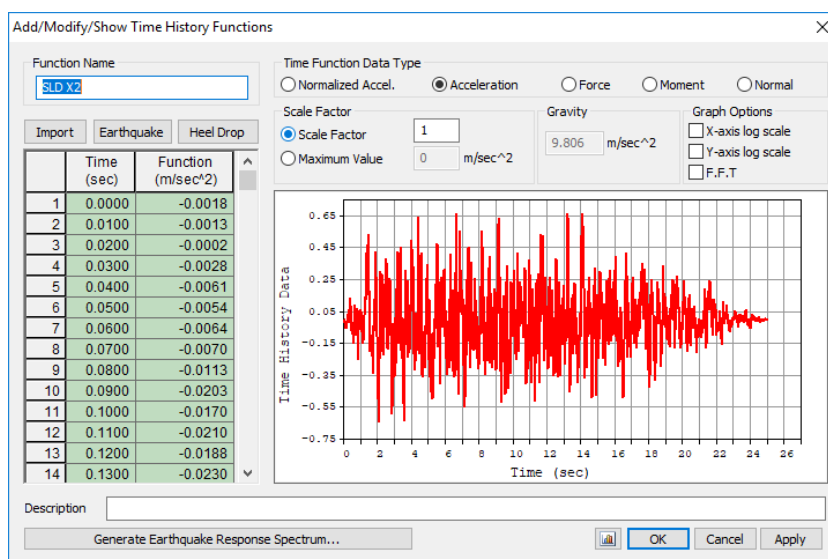
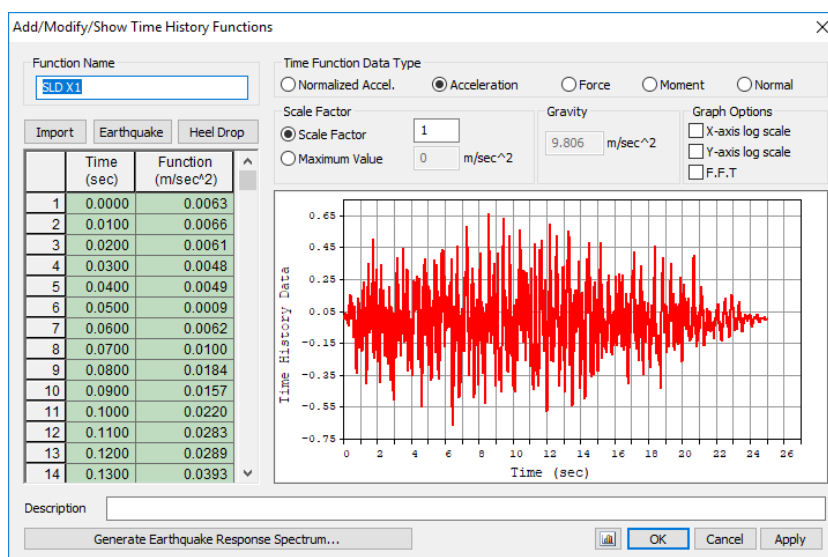
Le analisi sismiche sono di tipo ***dinamico non lineare con integrazione al passo avendo introdotto la non linearità dei soli elementi di isolamento.***

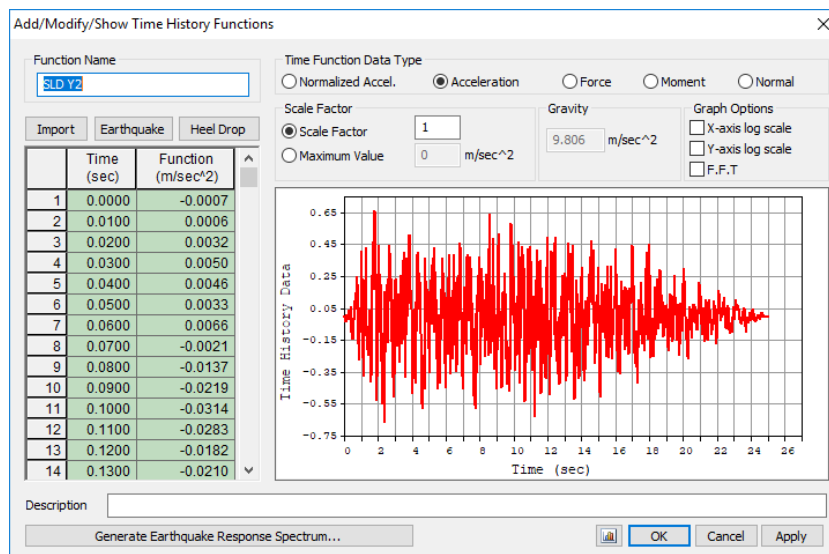
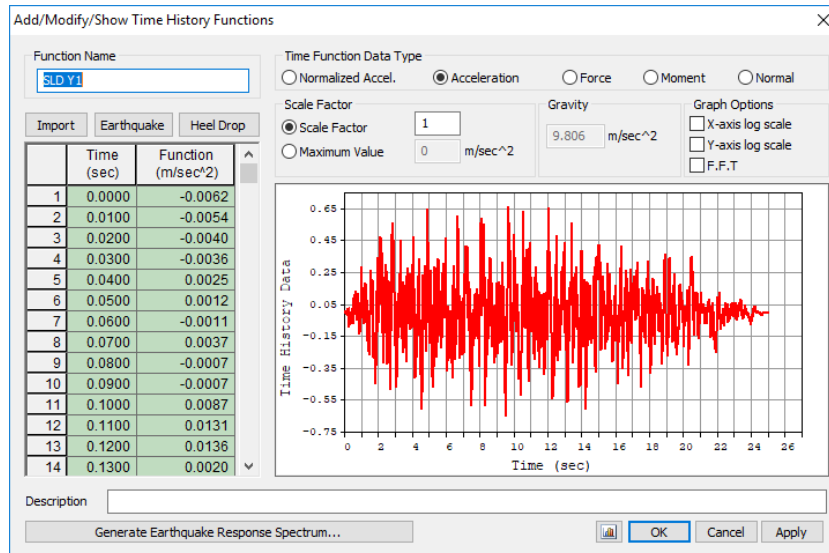
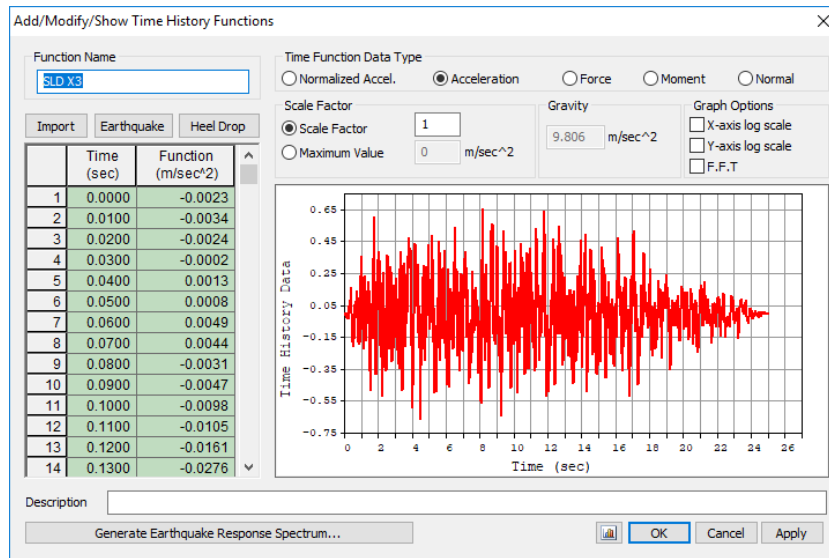
I carichi verticali, e quindi le masse sismiche, sono quelle che competono alle condizioni sismiche (di fatto i medesimi di una combinazione SLE quasi permanente) e vengono immesse direttamente agli elementi (solai e travi) della sovrastruttura.

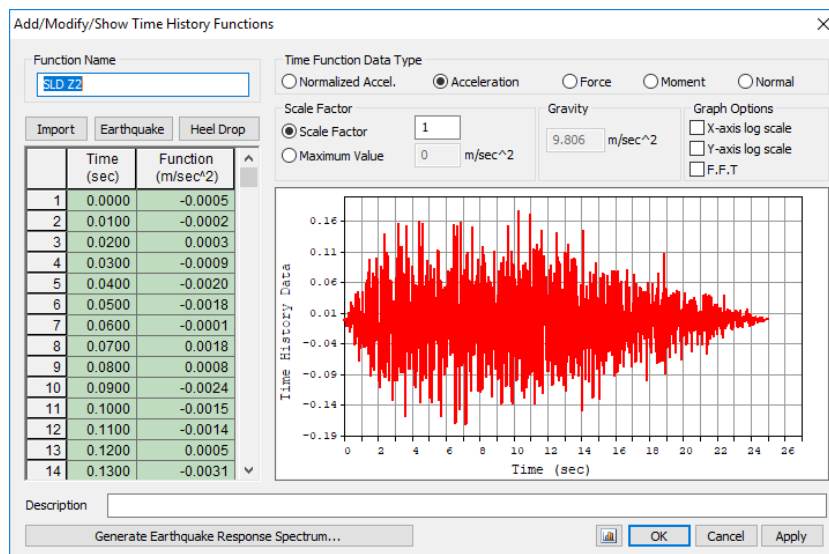
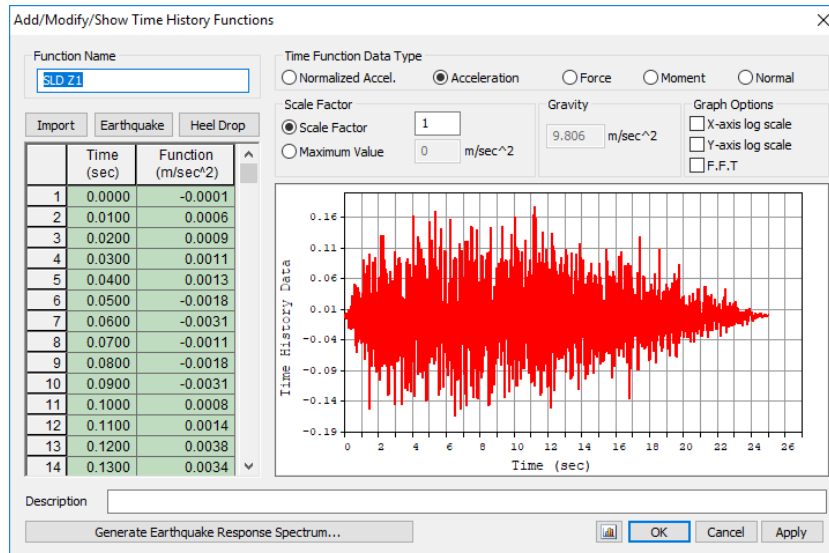
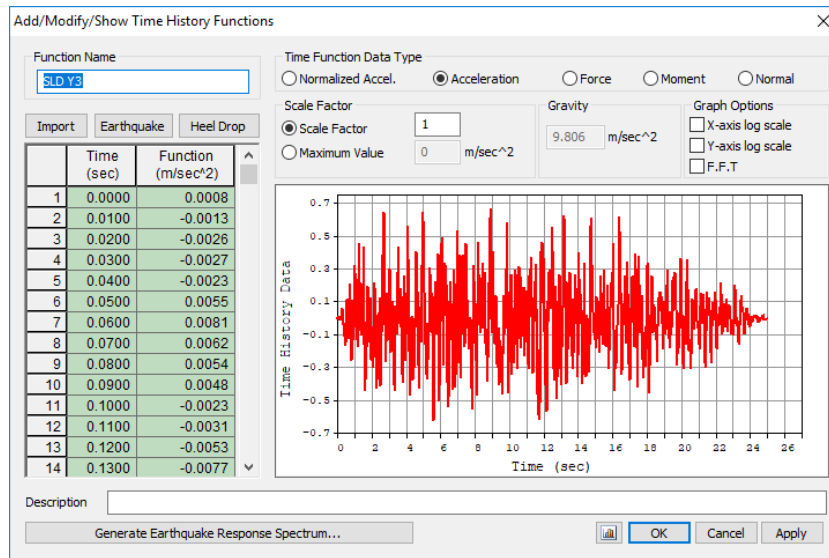
L'azione sismica viene introdotta mediante opportuni accelerogrammi come previsto al §3.2.3.6 di [1]. Vengono costruiti 3 set di accelerogrammi (uno in direzione X, uno in direzione Y ed uno verticale in direzione Z) per ognuno degli stati limite considerati (SLD, SLV e SLC).

10.2.1 Accelerogrammi impiegati

Si riportano a seguito gli accelerogrammi spettrocompatibili utilizzati nelle analisi e generati con il software SIMQKE.







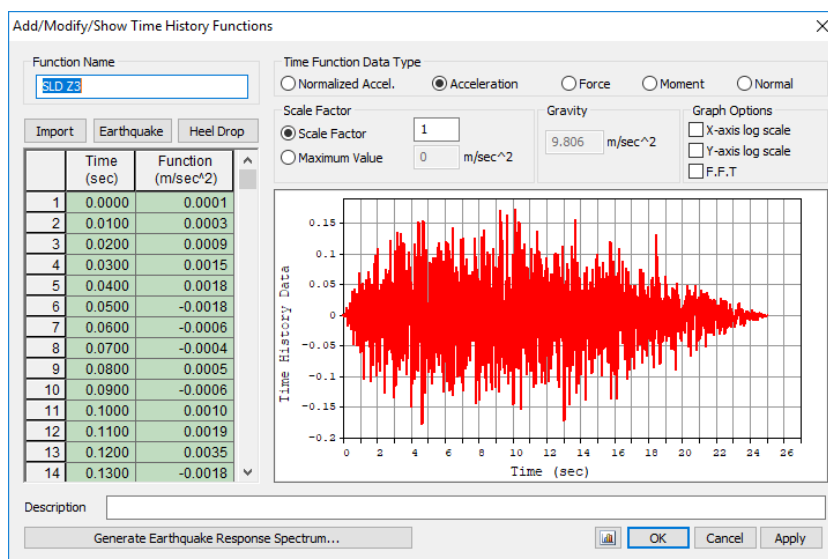
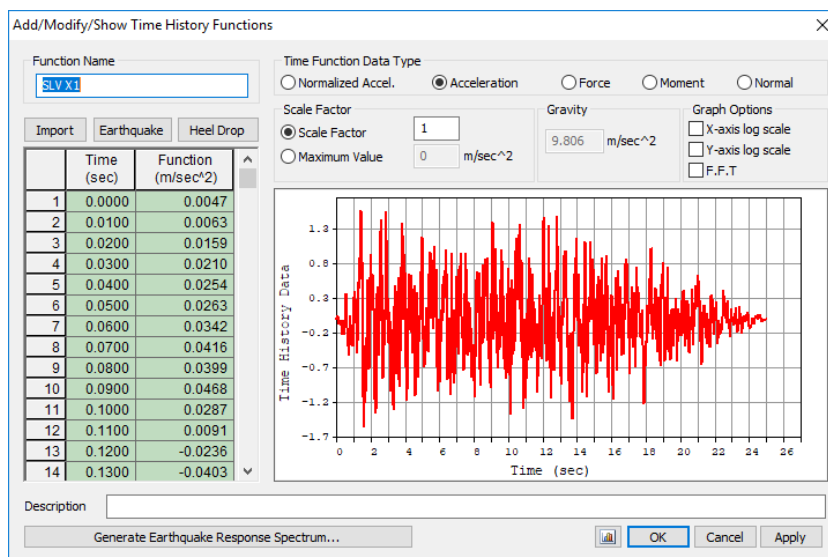
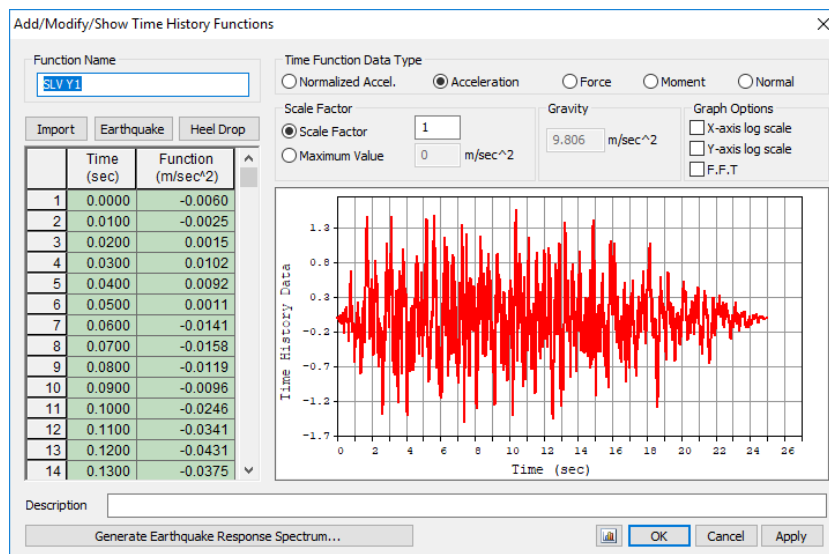
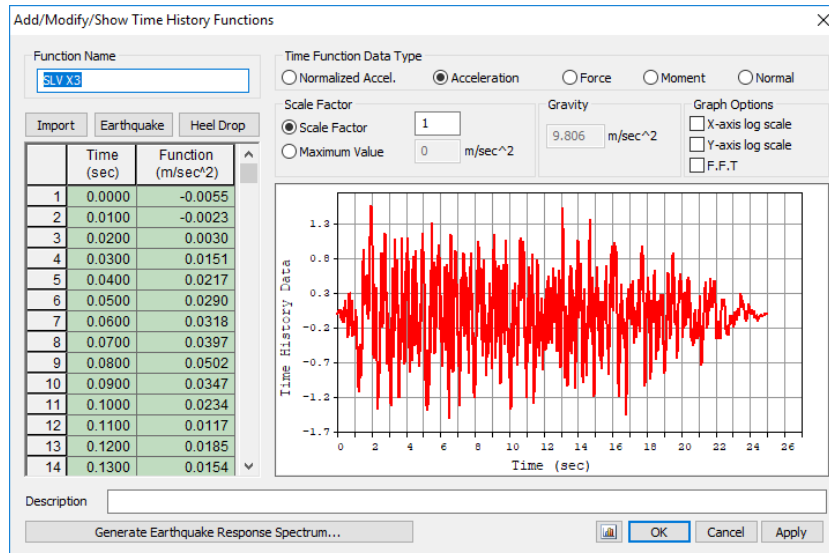
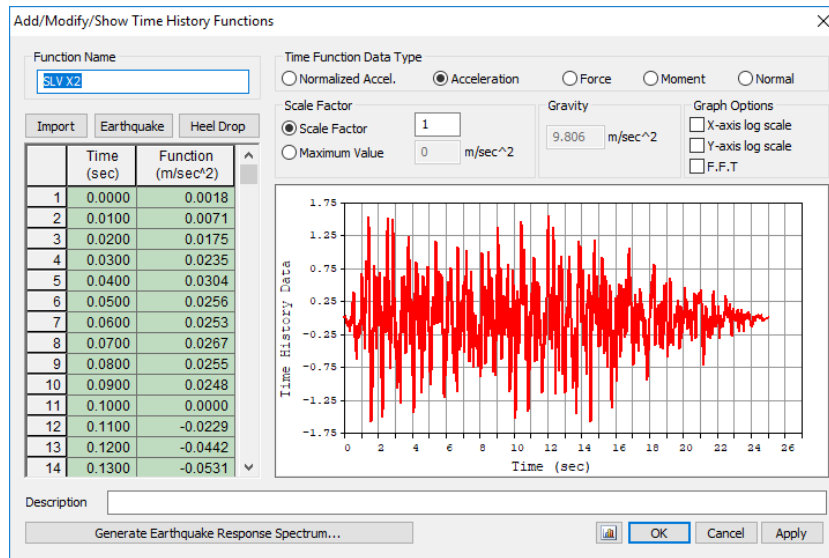
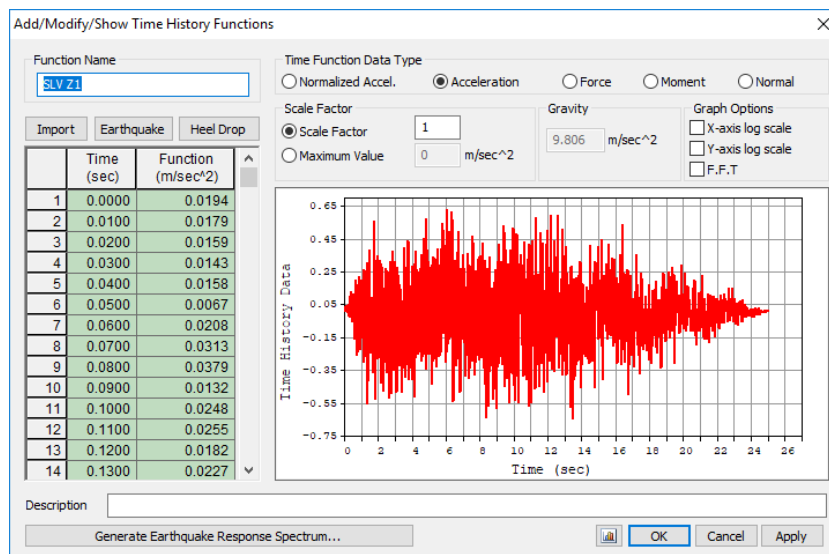
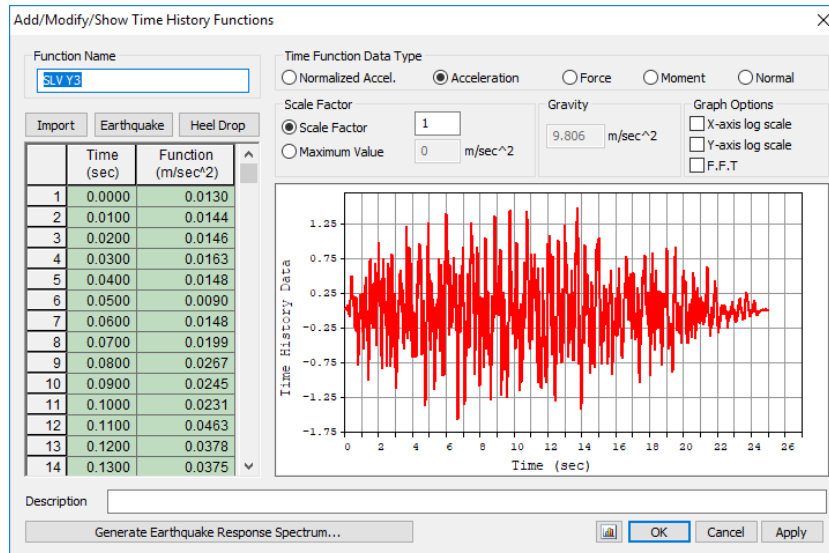
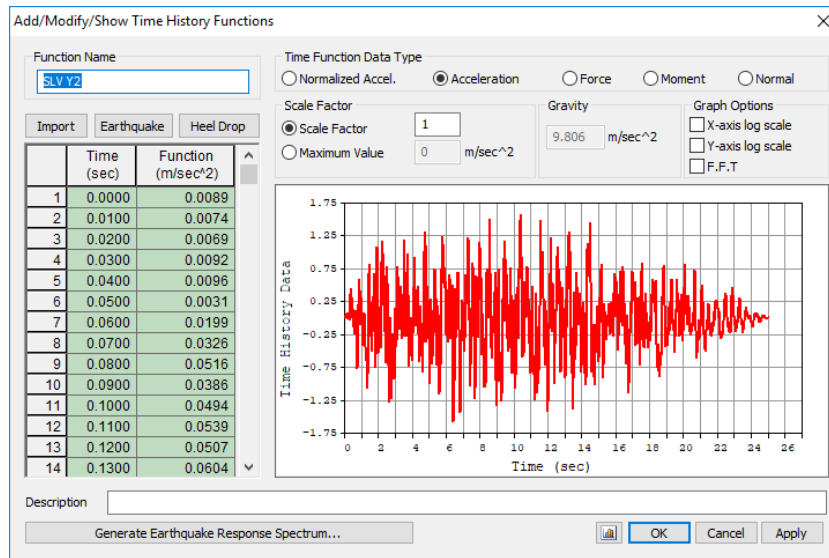


Figura 37: Accelerogrammi spettrocompatibili agli SLD.







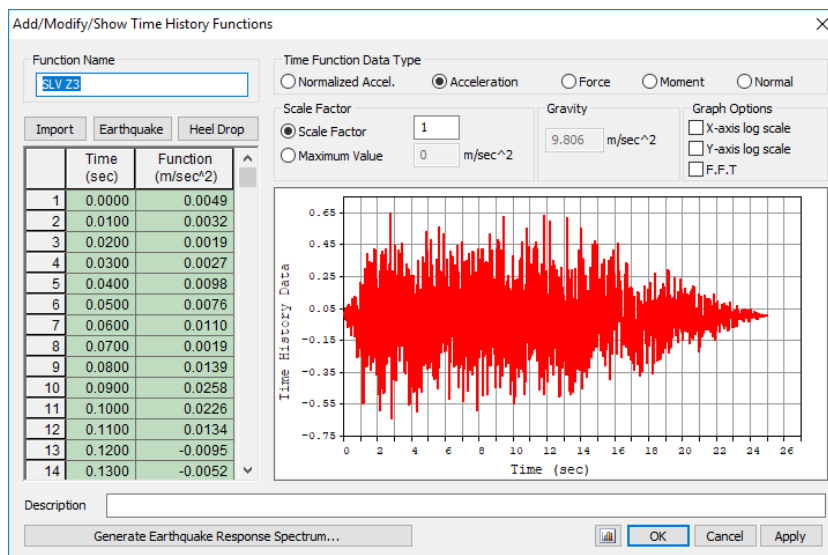
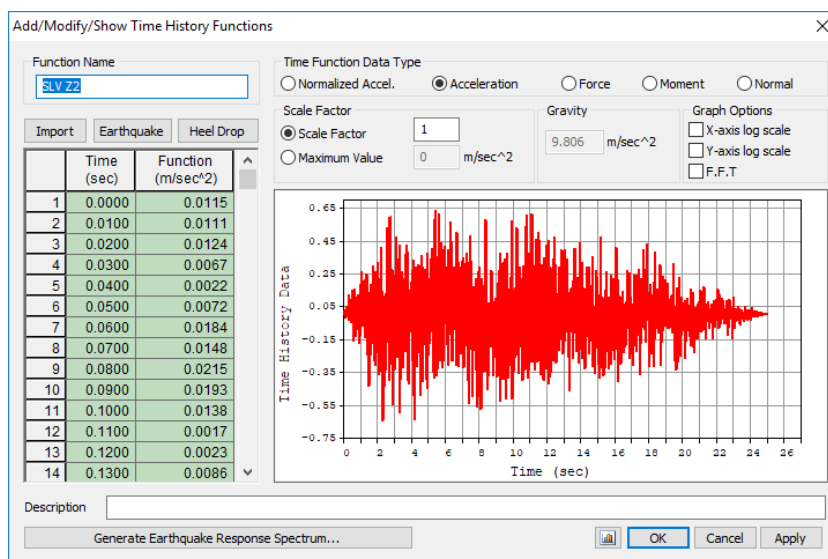
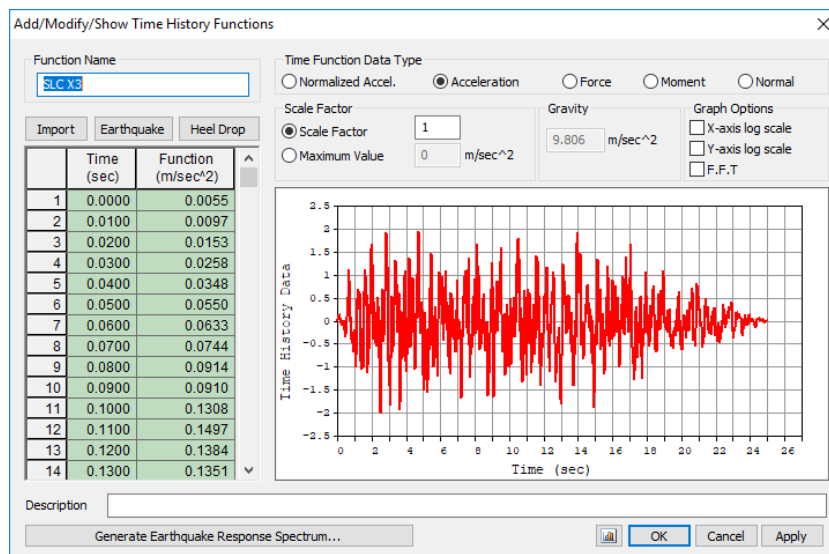
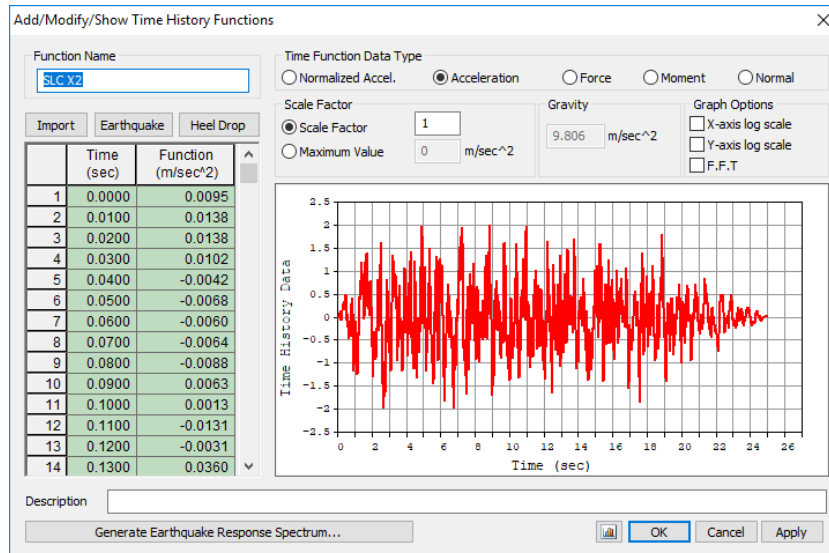
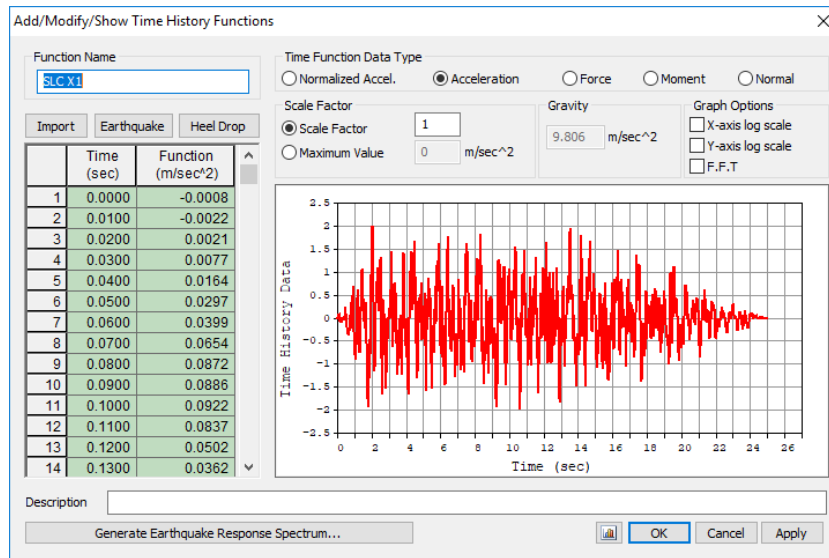
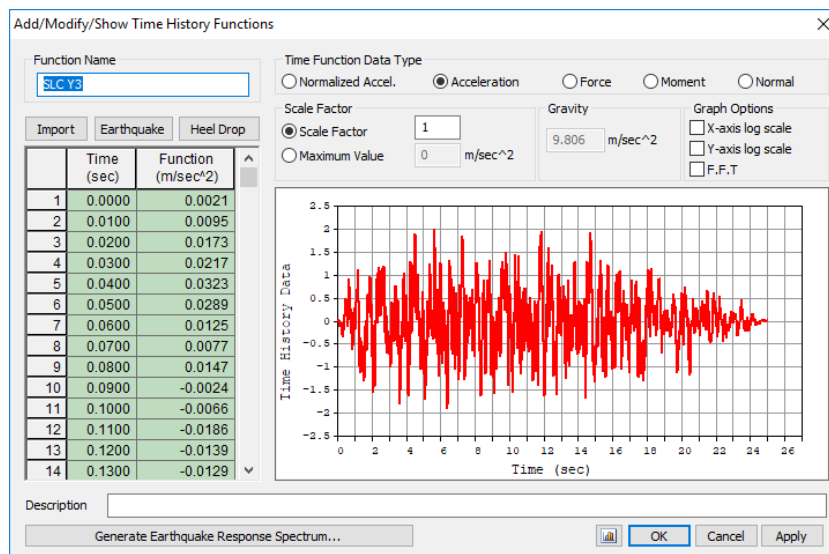
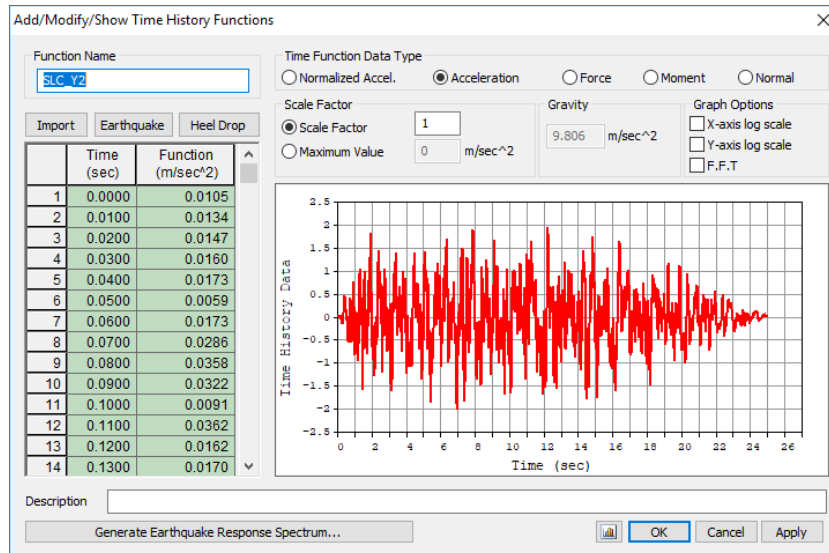
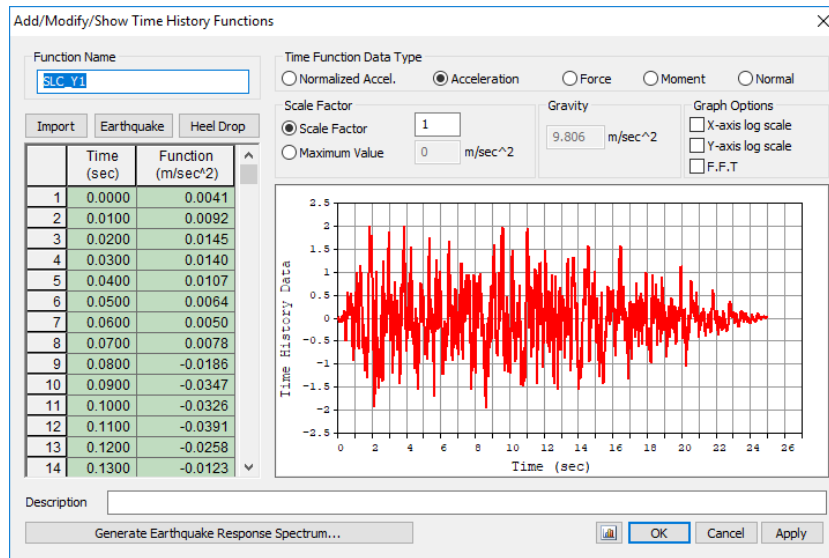


Figura 38: Accelerogrammi spettrocompatibili agli SLV.





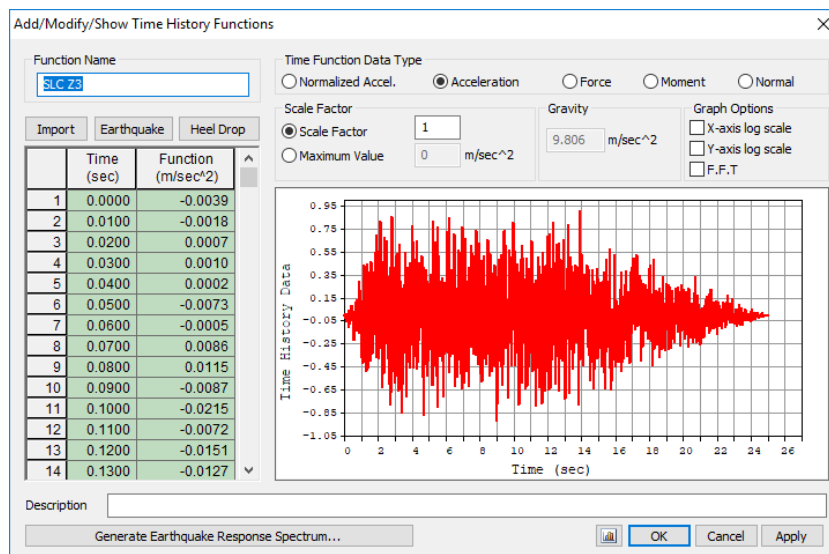
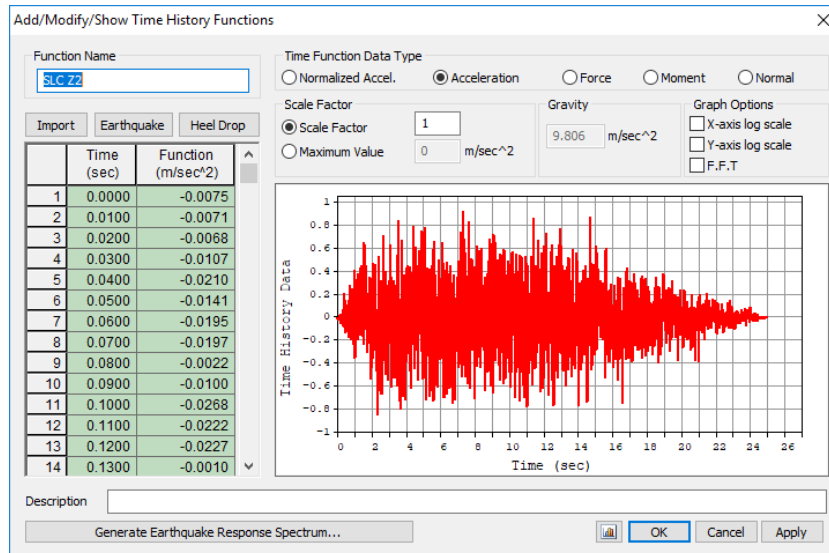
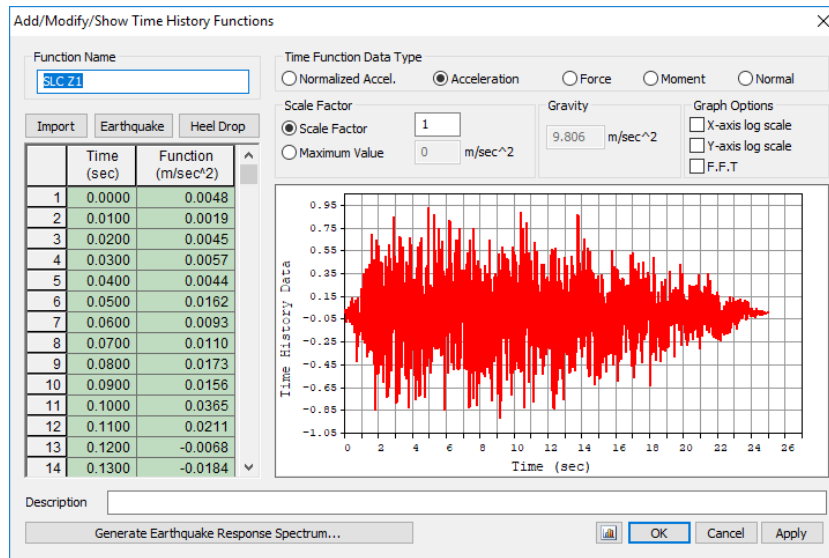


Figura 39: Accelerogrammi spettrocompatibili agli SLC.

Tutti gli accelerogrammi presentano una durata di 25s e si è posta particolare attenzione che approssimassero in maniera adeguata gli spettri, particolarmente in corrispondenza al periodo della struttura isolata, secondo le indicazioni del §3.2.3.6.

A titolo d'esempio si riporta la verifica della compatibilità con lo spettro di un accelerogramma per una direzione orizzontale, per la direzione verticale e per ciascun stato limite.

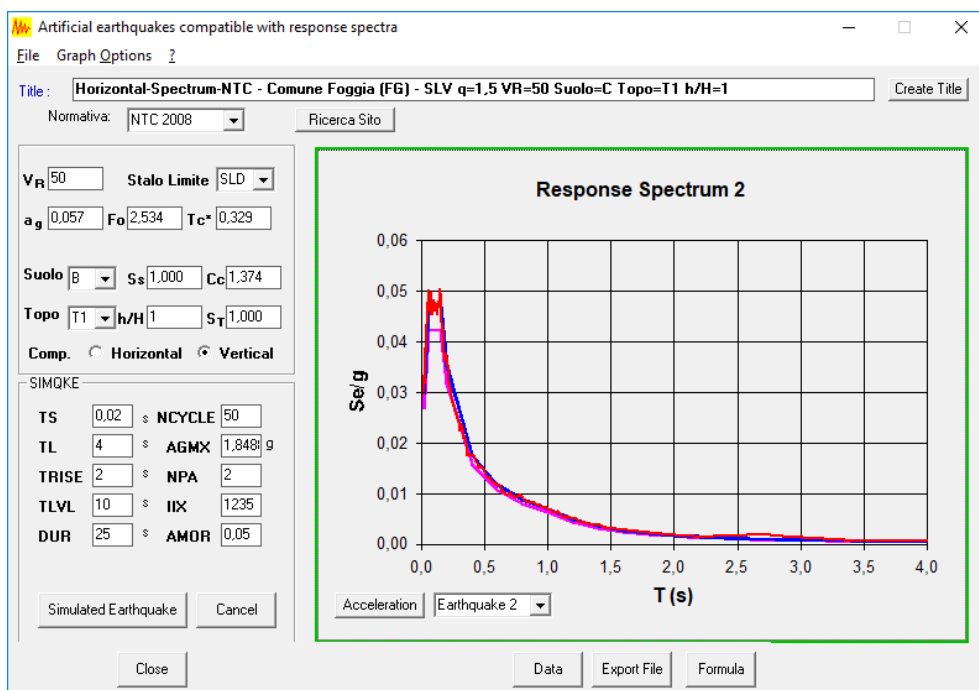
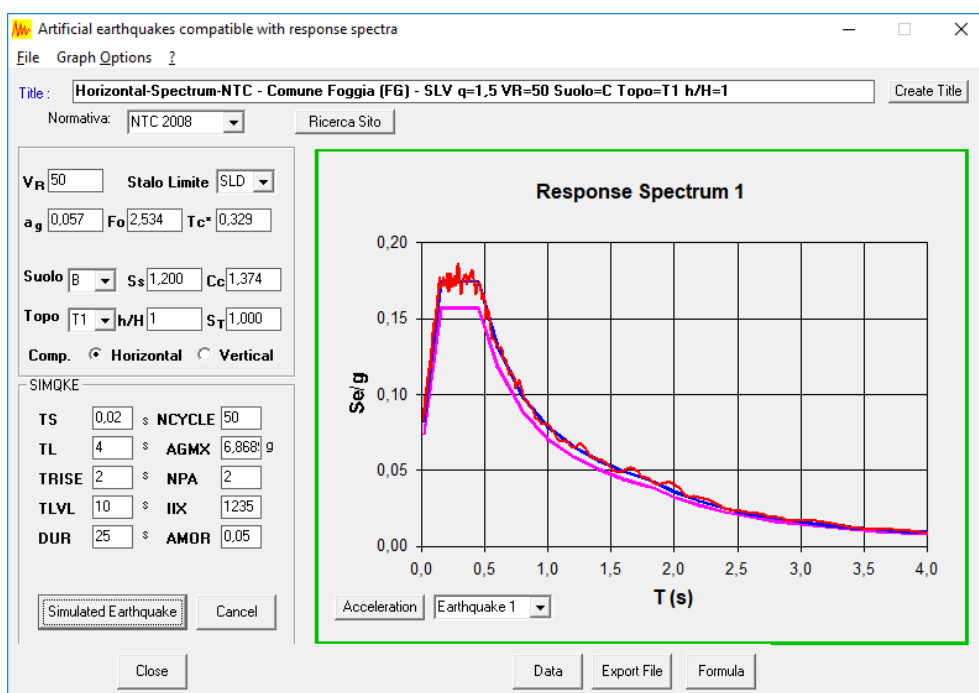


Figura 40: Verifica di spettrocompatibilità degli accelerogrammi agli SLD.

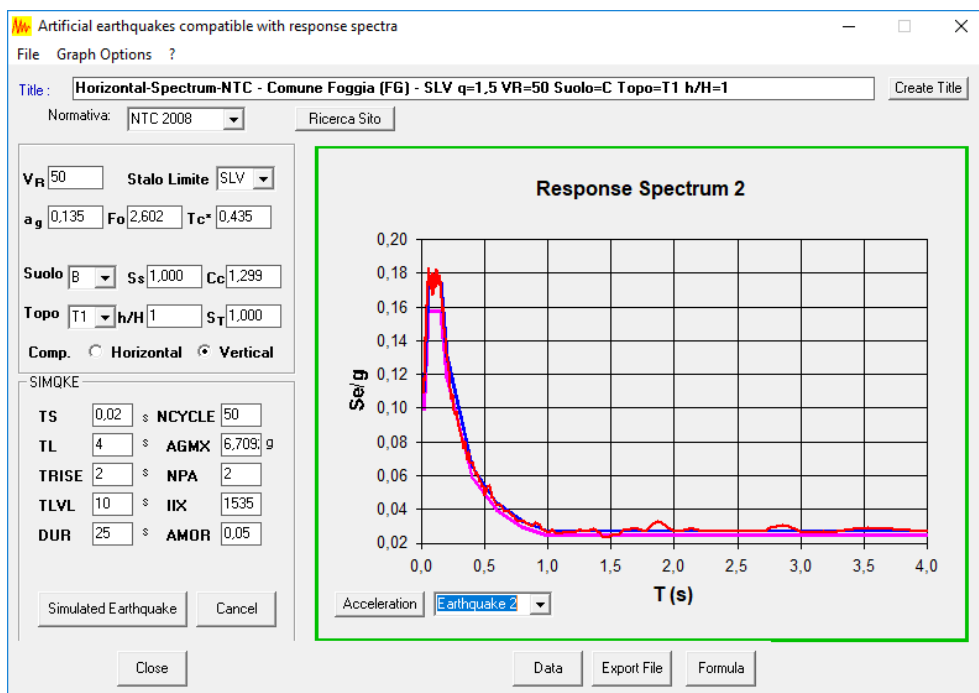
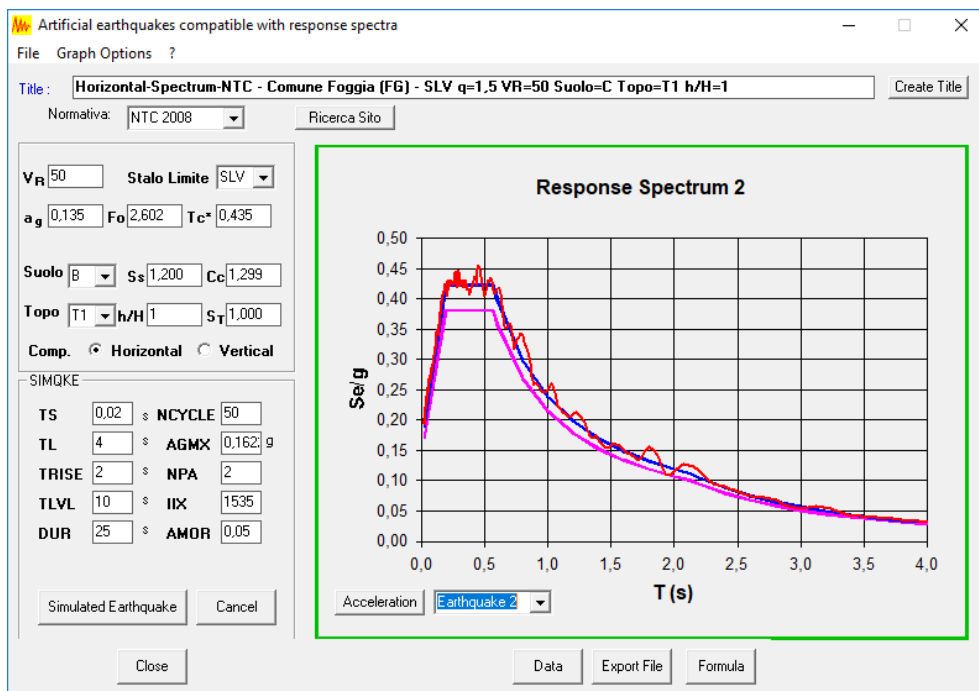


Figura 41: Verifica di spettrocompatibilità degli accelerogrammi agli SLV.

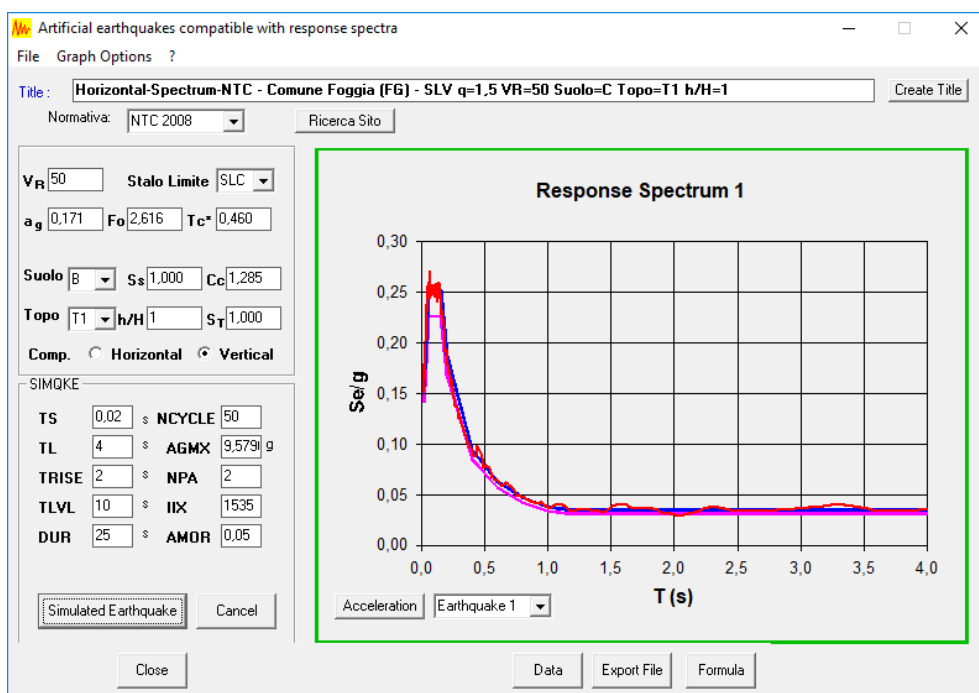
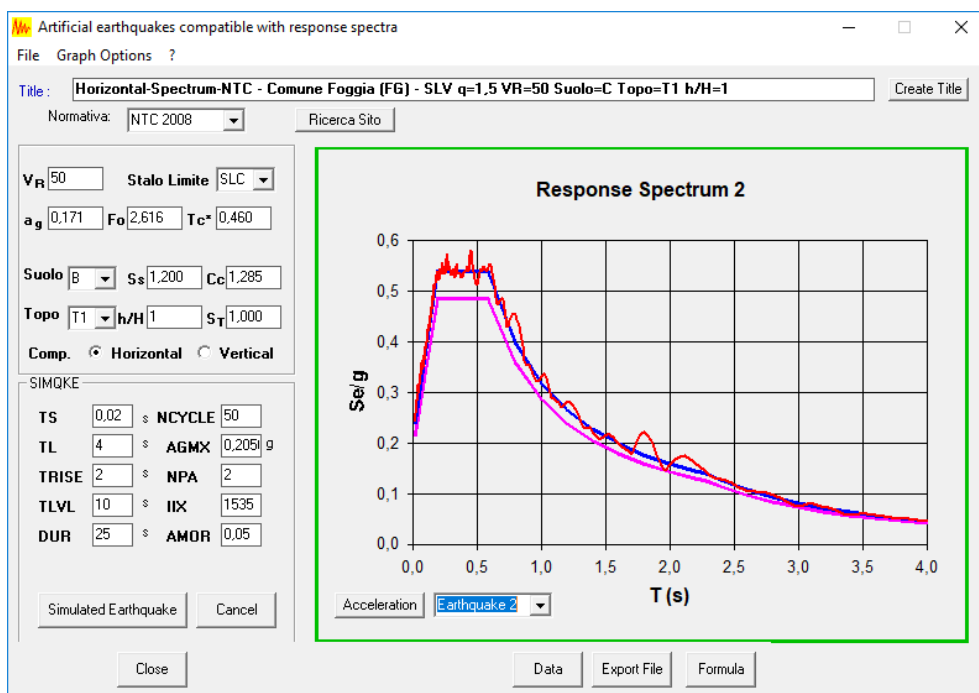


Figura 42: Verifica di spettrocompatibilità degli accelerogrammi agli SLC.

10.3 Risultati dell'analisi

Si espongono i risultati dell'analisi non lineare di integrazione al passo per quanto riguarda il sistema d'isolamento.

Innanzitutto si riportano i grafici che rappresentano i diagrammi forza - spostamento e le storie temporali di spostamento che si riscontrano in corrispondenza degli isolatori nei vari stati limite considerati (si ricorda che i dispositivi XL sono stati modellati con attrito dello 0.1% agli SLC e agli SLD per massimizzare gli spostamenti e dell'1% agli SLV per massimizzare i tagli sismici). Per brevità si riportano i risultati dei quattro isolatori in corrispondenza agli angoli della costruzione, considerati più significativi (elementi da 1 a 4 nell'immagine seguente)

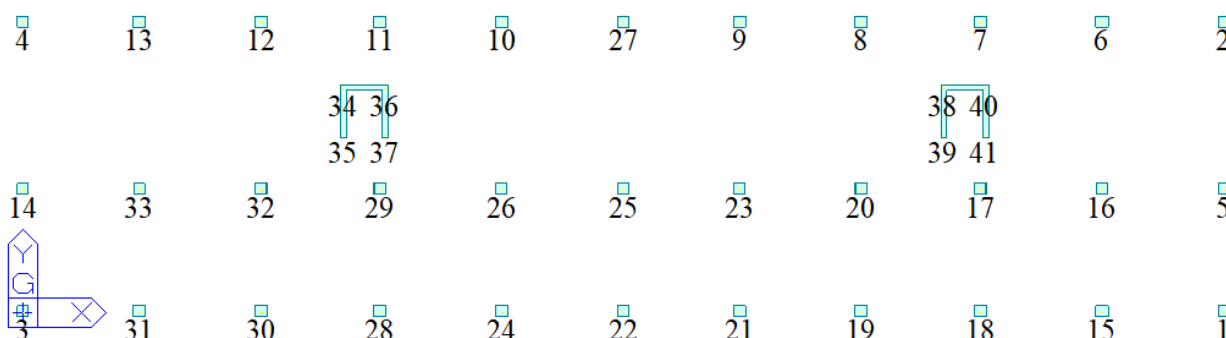


Figura 43: Numerazione degli isolatori nel modello FEM.

10.3.1 Diagrammi forza – spostamento agli SLC

A titolo d'esempio si riportano i diagrammi forza spostamento in Y degli isolatori ai quattro angoli per il primo gruppo di accelerogrammi agli SLC

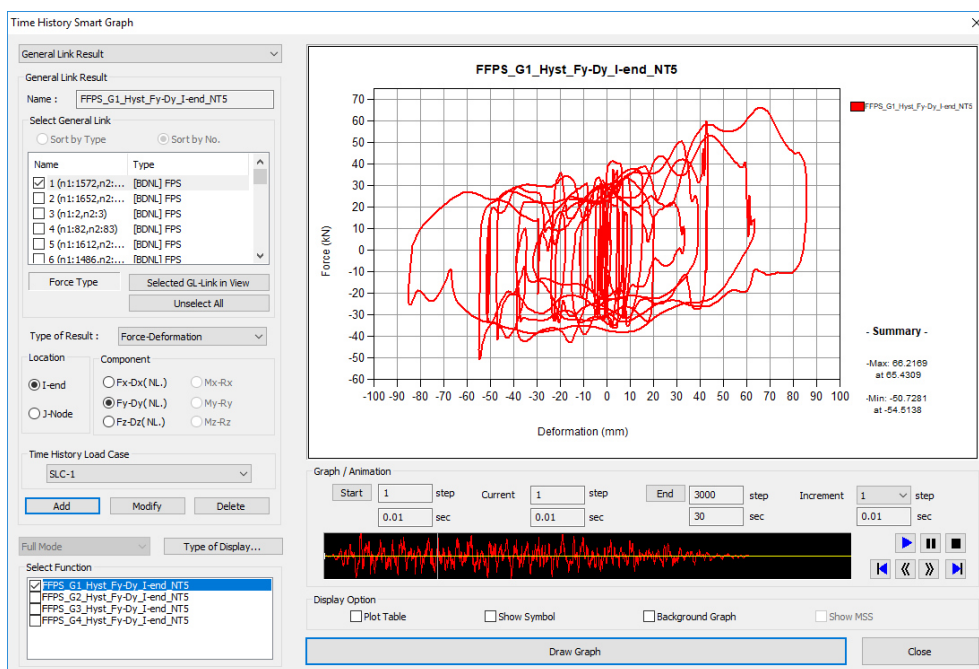


Figura 44: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 1 (vedere Figura 43).

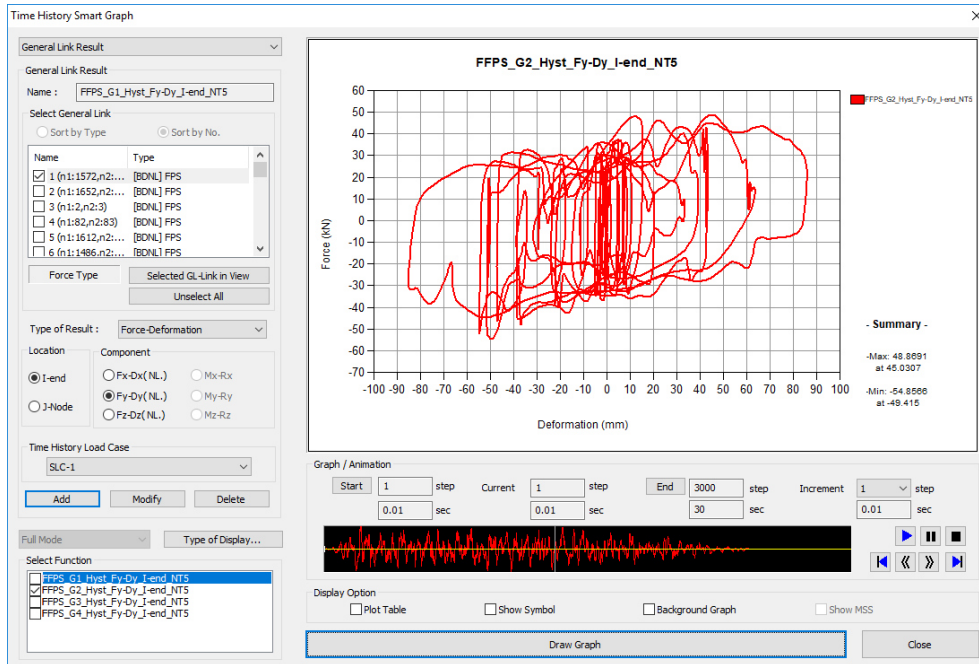


Figura 45: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 2 (vedere Figura 43).

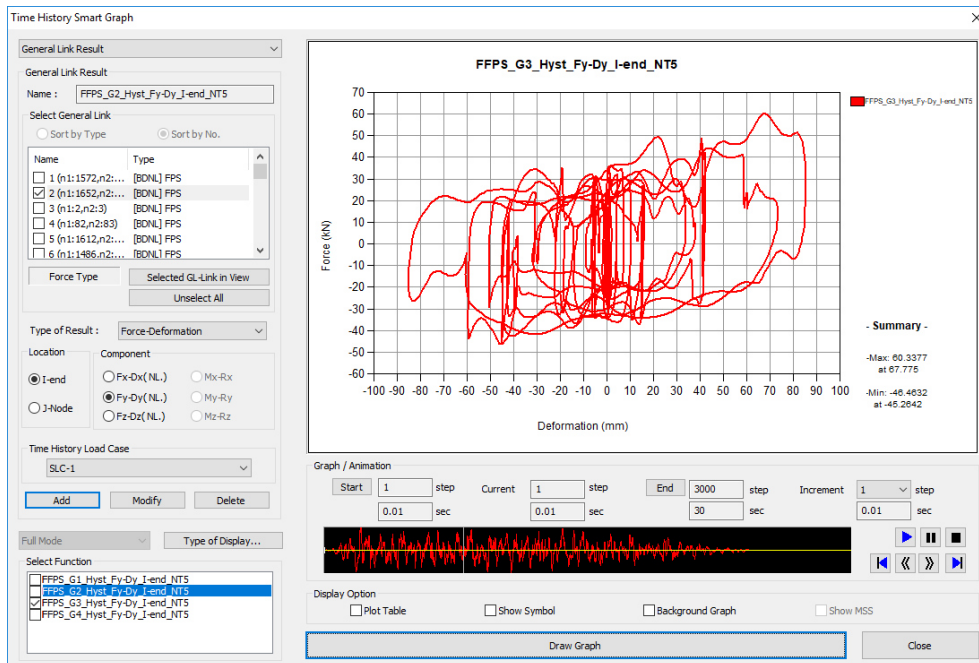


Figura 46: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 3 (vedere Figura 43).

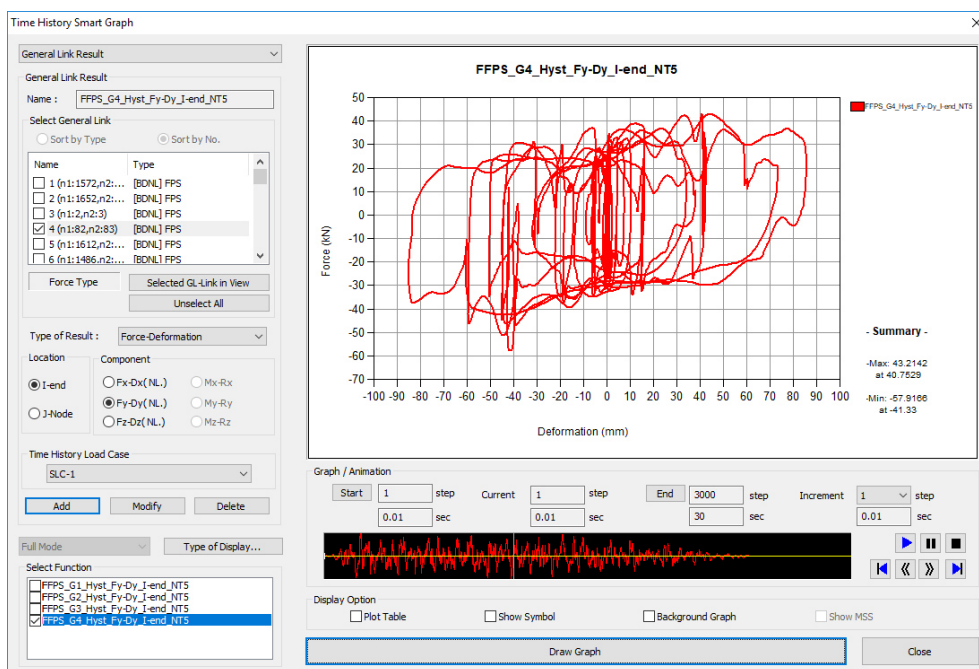


Figura 47: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 4 (vedere Figura 43).

Dai grafici soprastanti si nota una sostanziale uguaglianza dei cicli isteretici, a testimonianza del moto di traslazione pura della sovrastruttura.

10.3.2 Diagrammi di spostamento nel tempo agli SLC

Per i medesimi isolatori del caso precedente si riporta la storia temporale degli spostamenti nel medesimo grafico:

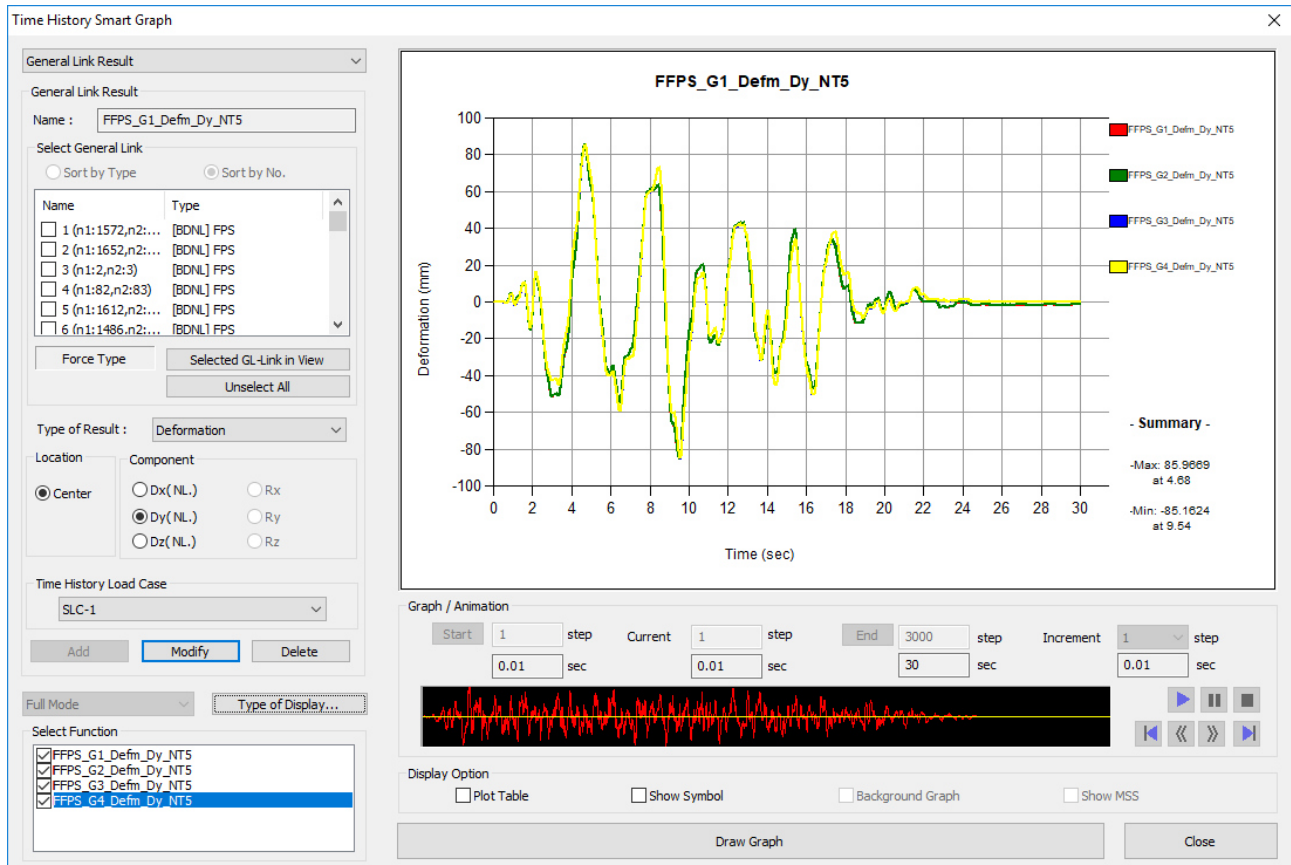


Figura 48: Storia temporale dello spostamento in Y per i quattro isolatori d'angolo agli SLC (vedere Figura 43).

Si conferma la sostanziale coincidenza degli spostamenti dei quattro isolatori. Gli spostamenti massimi sono circa pari a ± 85 mm.

10.3.3 Diagrammi forza – spostamento agli SLV

In analogia a quanto fatto in precedenza, a titolo esemplificativo, si riportano i diagrammi forza – spostamento in direzione Y per i quattro isolatori d'angolo per il secondo gruppo di accelerogrammi agli SLV:

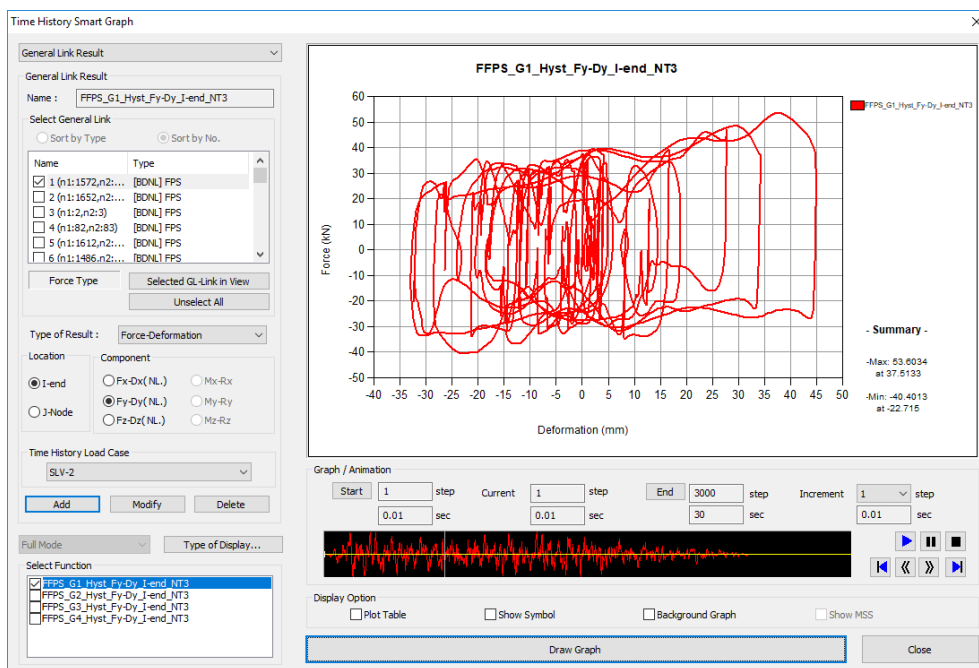


Figura 49: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 1 (vedere Figura 43).

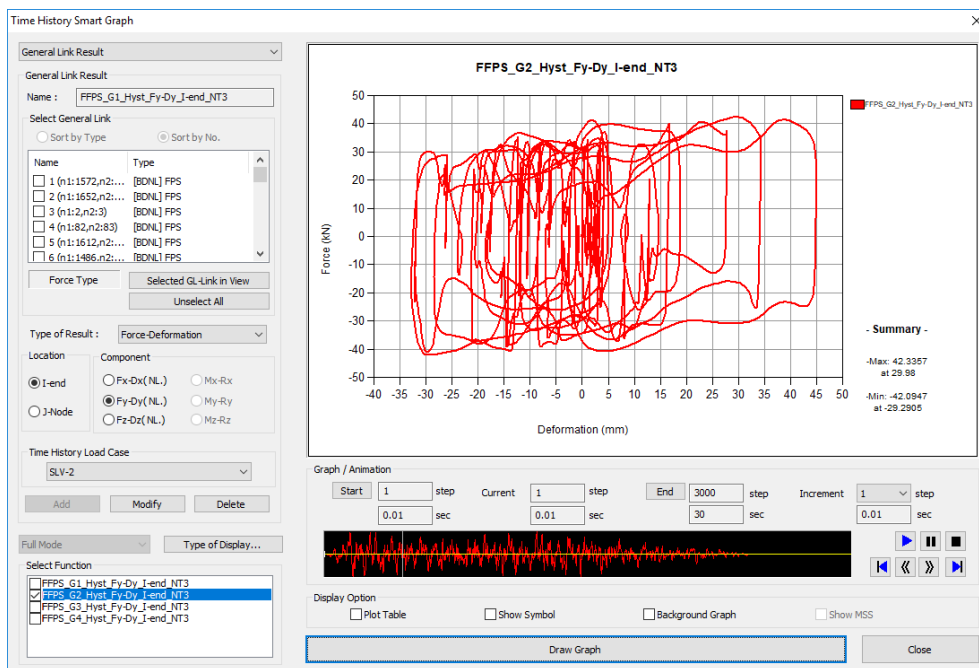


Figura 50: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 2 (vedere Figura 43).

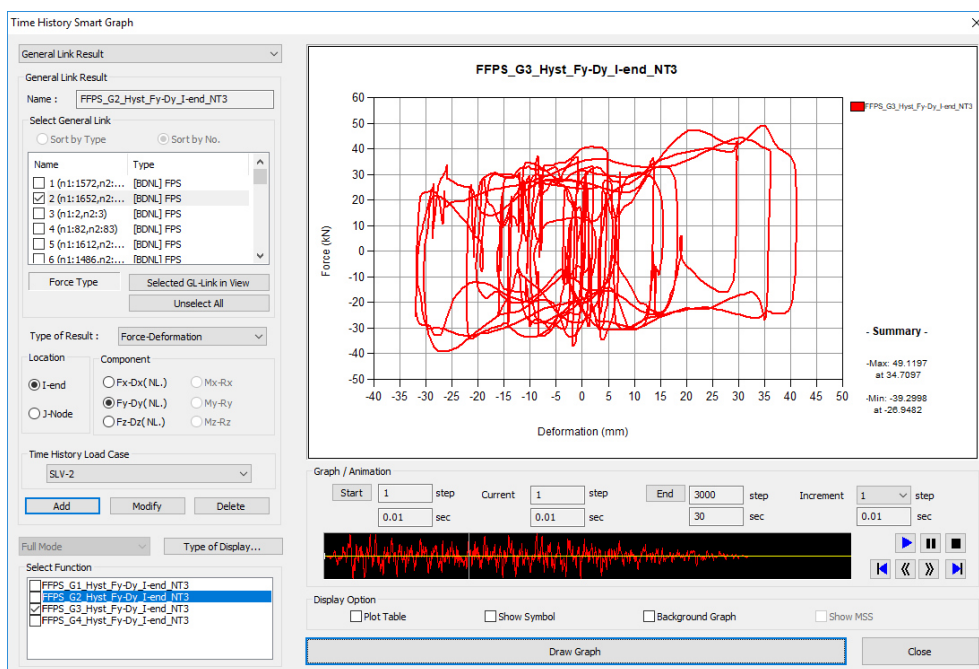


Figura 51: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 3 (vedere Figura 43).

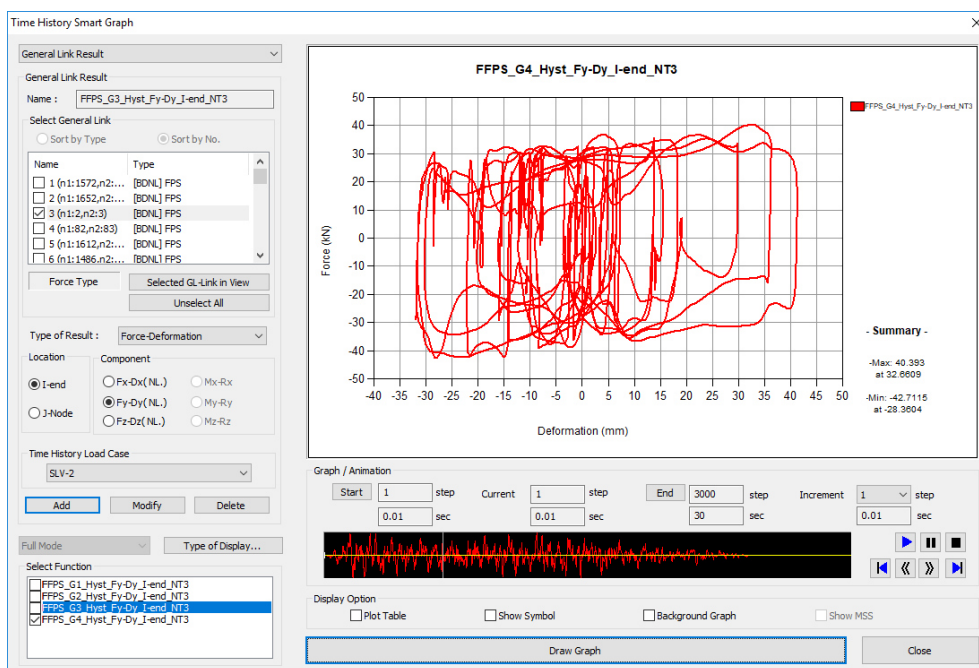


Figura 52: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 4 (vedere Figura 43).

I tagli di picco massimo sono dell'ordine di ± 50 kN sul singolo isolatore. Per gli SLV non sono d'interesse i valori di spostamento al fine delle verifiche del sistema d'isolamento, pertanto non si riportano i diagrammi delle storie temporali.

10.3.4 Diagrammi forza – spostamento agli SLD

Si riportano anche i diagrammi forza spostamento relativi alla condizione agli SLD per il terzo gruppo di accelerogrammi:

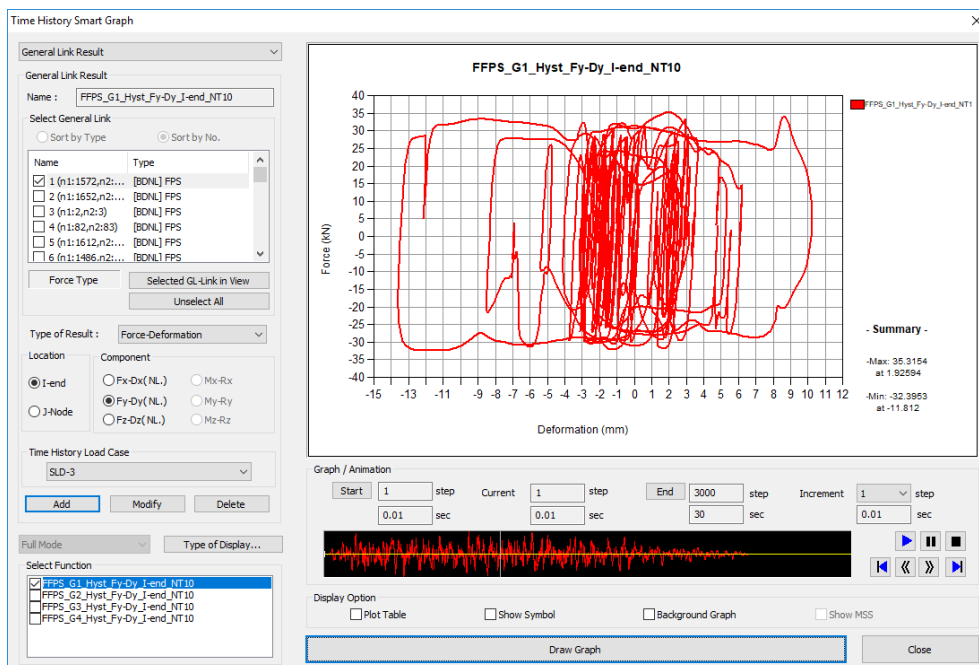


Figura 53: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 1 (vedere Figura 43).

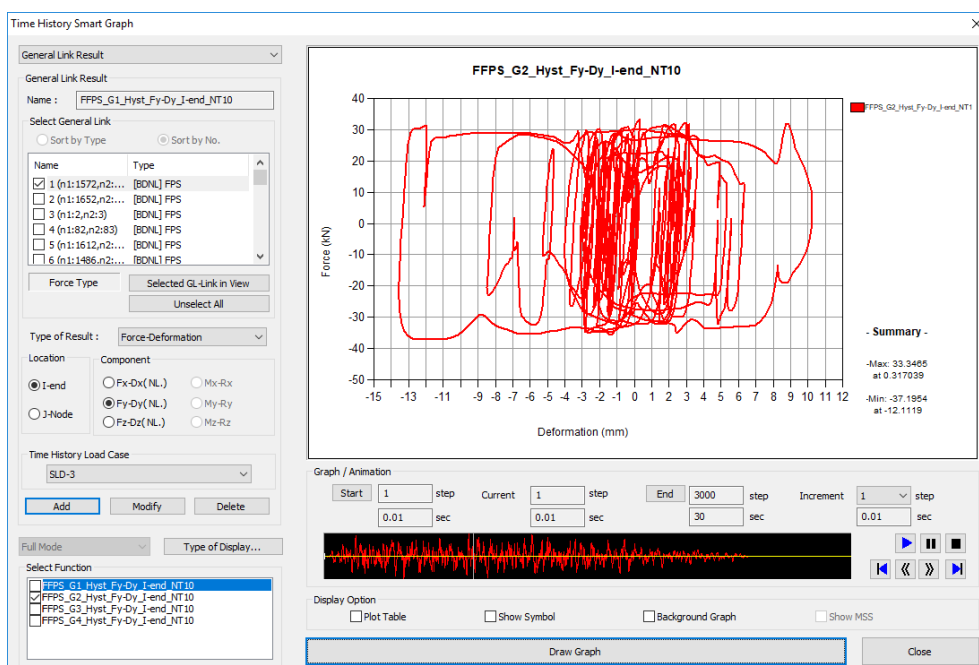


Figura 54: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 2 (vedere Figura 43).

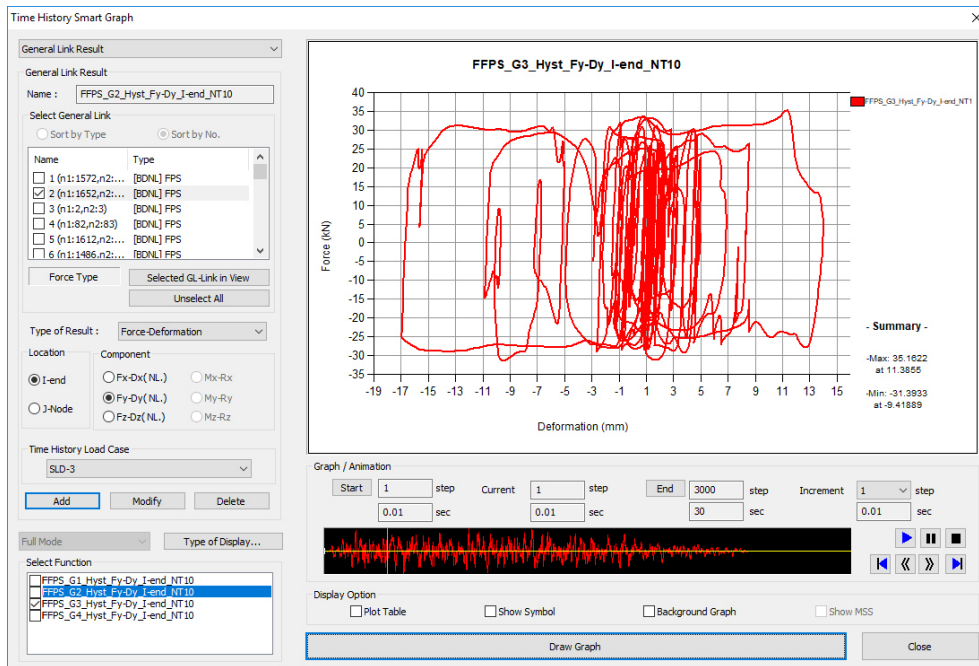


Figura 55: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 3 (vedere Figura 43).

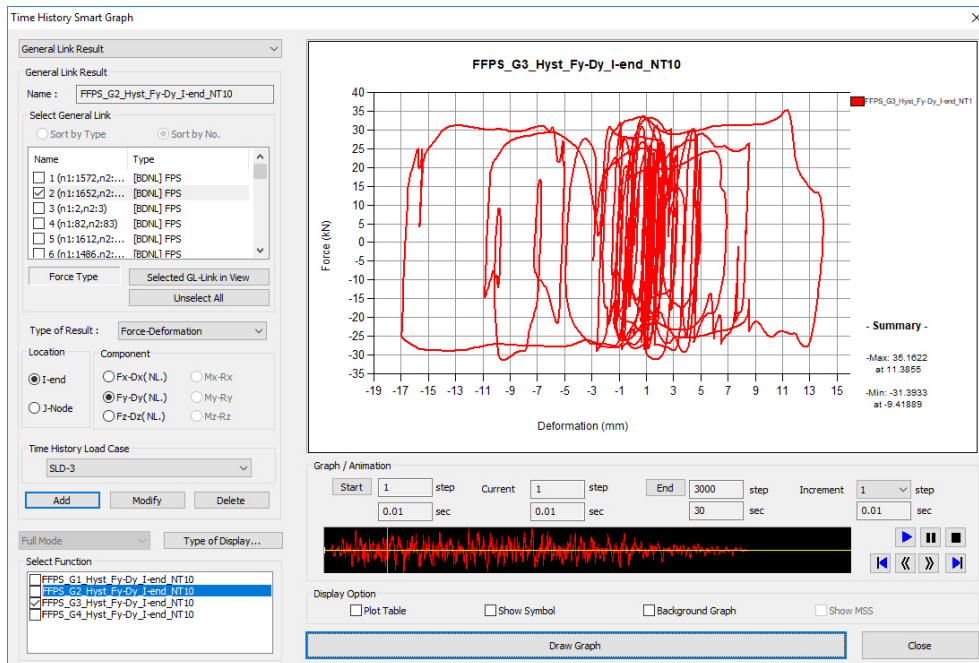


Figura 56: Diagramma forza spostamento in Y per l'isolatore numero 4 (vedere Figura 43).

La massima forza sugli isolatori agli SLD è circa pari a ± 35 kN, mentre lo spostamento massimo è circa pari a 17 mm.

10.3.5 Diagrammi di spostamento nel tempo agli SLD

Per i medesimi isolatori del caso precedente si riporta la storia temporale degli spostamenti in un unico grafico, sempre con riferimento al terzo gruppo di accelerogrammi:

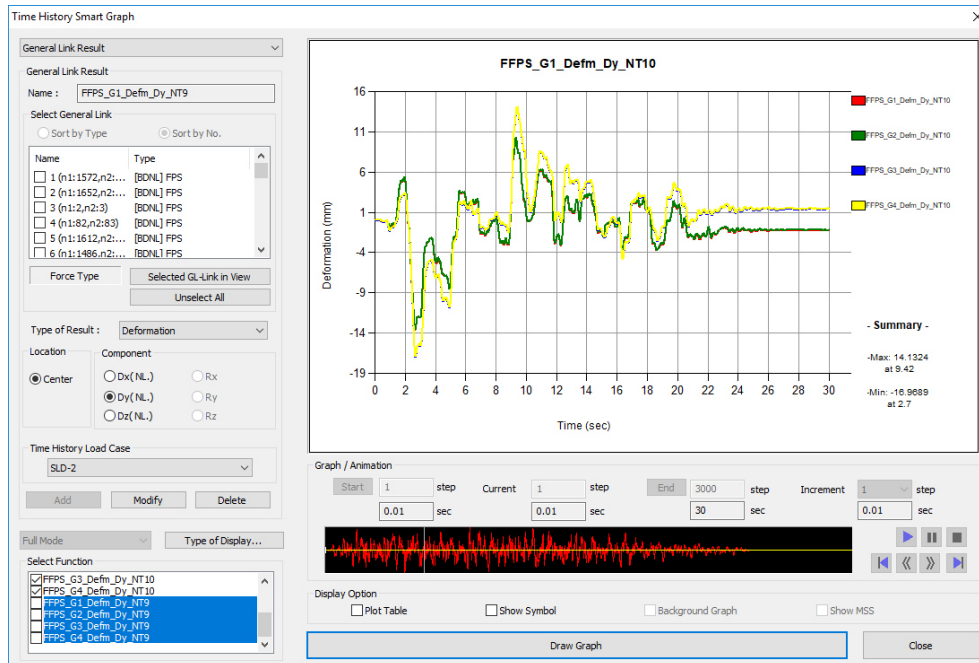


Figura 57: Storia temporale dello spostamento in Y per i quattro isolatori d'angolo agli SLD (vedere Figura 43).

10.4 Verifica dello spostamento massimo degli isolatori

Poiché gli isolatori impiegati sono di tipo non lineare se ne verifica lo spostamento massimo secondo le indicazioni del §7.10.6.2.2 delle NTC18:

La seguente tabella riassume i risultati ottenuti in termini di spostamenti agli SLC, in rosso sono evidenziati i massimi (tra tutti i gruppi di accelerogrammi) per ciascuna componente di spostamento:

Isolatore	Spostamenti SLC								
	SLC Gruppo 1			SLC Gruppo 2			SLC Gruppo 3		
	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]
GL1	119.4	85.9	128.2	96.6	98.9	113.4	99.6	77.3	101.7
GL2	120.9	86.0	129.6	99.3	99.0	113.8	100.2	77.3	102.3
GL3	120.1	85.5	130.2	97.3	101.1	115.4	99.8	73.5	101.6
GL4	120.6	85.7	130.7	99.0	101.2	116.1	99.7	73.4	101.6

Tabella 4: Riassunto degli spostamenti massimi per i tre gruppi di accelerogrammi in condizioni SLC.

Gli spostamenti in X sono quelli in direzione longitudinale, quelli in Y sono in direzione trasversale. Lo spostamento complessivo orizzontale nel piano XY è calcolato come il massimo tra le somme vettoriali degli spostamenti nelle due direzioni per ciascun istante temporale del medesimo gruppo di accelerogrammi.

Lo **spostamento massimo agli SLC** nel piano è pertanto **pari a 131 mm**.

Si riportano gli spostamenti massimi agli SLD e gli spostamenti residui:

Isolatore	Spostamenti SLD								
	SLD Gruppo 1			SLD Gruppo 2			SLD Gruppo 3		
	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]
GL1	10.0	8.6	10.1	11.1	14.6	16.3	11.2	13.6	13.7
GL2	10.3	8.7	10.4	13.0	14.5	16.6	11.7	13.6	13.7
GL3	10.3	11.9	12.2	11.1	11.5	14.8	10.9	17.0	17.0
GL4	10.3	11.9	12.1	13.3	11.4	16.3	11.7	16.9	16.9

Tabella 5: Riassunto degli spostamenti massimi per i tre gruppi di accelerogrammi in condizioni SLD.

Lo **spostamento massimo agli SLD** nel piano è pertanto pari a **17 mm**. Detto spostamento, nell'ipotesi di avere per gli isolatori la legge costitutiva indicata in Figura 33, avente curva di scarico verticale, **coincide** sostanzialmente **con lo spostamento corrispondente all'annullamento della forza seguendo la curva di scarico** come indicato al §7.10.6.2.2 delle NTC18.

Isolatore	Spostamenti residui SLD								
	SLD Gruppo 1			SLD Gruppo 2			SLD Gruppo 3		
	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]	DX [mm]	DY [mm]	DXY [mm]
GL1	0.5	1.2	1.3	1.3	0.0	1.3	0.4	1.3	1.3
GL2	0.4	1.1	1.2	1.4	0.1	1.4	0.9	1.2	1.5
GL3	0.3	1.4	1.4	1.6	0.4	1.6	0.2	1.4	1.4
GL4	0.4	1.3	1.4	1.4	0.4	1.4	0.9	1.4	1.7

Tabella 6: Riassunto degli spostamenti residui per i tre gruppi di accelerogrammi in condizioni SLD.

Lo **spostamento massimo residuo agli SLD** nel piano è circa pari a **2 mm**.

Lo spostamento massimo che l'isolatore deve sopportare secondo le NTC18 è pertanto pari a:

$$d_{\max} = d_{\text{SLC}} + \max (50\% \times d_{\text{scarico,SLD}}; d_{\text{residuo,SLD}}) = 131 + \max (50\% \times 17; 2) = 140 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

Gli isolatori proposti, aventi spostamento massimo di $\pm 200 \text{ mm}$ sono sufficienti a consentire lo spostamento massimo previsto con un adeguato margine di sicurezza.

Lo spostamento massimo è garantito anche da tutti i giunti impiantistici predisposti e da opportuni varchi strutturali tra le parti isolate e quelle non isolate.

Nei risultati di integrazione temporale agli SLC si è anche controllato che il sisma non portasse mai in trazione alcuno degli isolatori. Il che è stato verificato anche con calcoli semplificati controllando che l'eccentricità dello scarico verticale non fosse mai esterna al nocciolo centrale d'inerzia del fabbricato.

10.5 Tagli sismici massimi agli SLV

Relativamente agli SLV è d'interesse determinare il taglio massimo alla base (sui singoli isolatori e totale) tenuto conto che la sovrastruttura è stata considerata in campo elastico, gli isolatori sono stati modellati con la loro legge costitutiva non lineare, e che l'azione sismica degli accelerogrammi è generata a partire da uno spettro con fattore di struttura unitario ($q = 1.0$).

Considerando il massimo tra le somme dei tagli sismici per gli isolatori nei diversi istanti temporali si ottengono i seguenti valori di taglio sismico per i tre gruppi di accelerogrammi:

	FX [kN]	FY [kN]
SLV Gruppo 1	1103	1027
SLV Gruppo 2	1143	1127
SLV Gruppo 3	1136	1066

Tabella 7: Riassunto dei massimi tagli sismici alla base per i tre gruppi di accelerogrammi in condizioni SLV.

Dei risultati qui riportati si terrà conto per controllare la metodologia di verifica della sovrastruttura al §10.7.

I massimi tagli sismici per i singoli isolatori sono invece riportati al paragrafo successivo assieme agli scarichi verticali.

Infine si nota come il taglio sismico alla base in direzione trasversale (Y) sia inferiore alla risultante dell'azione del vento agli SLU ($V_Y = \gamma_Q \times Q_V = 1.5 \times 987 = 1481 \text{ kN} \cong 1500 \text{ kN}$), il che implicherebbe il movimento del sistema d'isolamento per effetto del vento. Per ovviare a questo problema s'installano i dispositivi fusibili descritti in dettaglio al §10.8.

10.6 Carichi agenti sugli isolatori

Per il dimensionamento dei dispositivi d'isolamento, oltre allo spostamento massimo di ± 200 mm e al raggio di curvatura equivalente di 3100 mm già indicati, si riportano anche gli scarichi verticali SLU e SLC e i tagli sismici massimi SLV nelle combinazioni di carico d'interesse:

Numero link FEM	Assi strutturali	Tipologia isolatore	N QP [kN]	N SLC [kN]	N SLU [kN]	Taglio SLV X [kN]	Taglio SLV Y [kN]
4	A01	D - L	593	872	844	46.6	46.7
13	A02	D - L	917	1198	1336	53.9	51.1
12	A03	D - XL	1114	1781	1783	32.9	29.0
11	A05	D - XL	985	1944	2384	30.3	31.1
10	A07	D - XL	900	1173	1322	23.8	22.3
27	A08	D - XL	946	1289	1361	25.6	23.7
9	A09	D - XL	907	1193	1326	24.8	22.1
8	A10	D - XL	1111	1715	1835	33.6	29.0
7	A12	D - XL	995	1838	2148	31.3	27.6
6	A14	D - L	910	1190	1326	53.5	51.2
2	A15	D - L	611	910	896	48.0	45.9
34	A'04	D - XL	288	834	481	14.1	14.8
36	A'06	D - XL	315	1224	560	17.3	19.3
38	A'11	D - XL	288	808	468	14.7	14.3
40	A'13	D - XL	314	1134	541	18.5	17.9
35	A''04	D - XL	169	829	270	12.8	12.5
37	A''06	D - XL	195	576	283	9.7	10.7
39	A''11	D - XL	168	800	265	13.5	12.7
41	A''13	D - XL	194	565	280	9.9	10.7
14	B01	D - L	817	1132	1172	51.7	48.7
33	B02	D - XL	928	1249	1384	24.7	23.7
32	B03	D - XL	1099	1606	1661	31.0	30.2
29	B05	D - XL	1042	2268	2805	38.9	38.1
26	B07	D - XL	918	1491	1451	28.3	27.2
25	B08	D - XL	1181	1603	1729	31.4	29.7
23	B09	D - XL	916	1251	1376	25.1	24.0
20	B10	D - XL	1095	1603	1646	31.9	31.1
17	B12	D - XL	1042	2226	2663	39.4	40.1
16	B14	D - XL	930	1436	1452	30.3	26.2
5	B15	D - L	835	1156	1199	54.1	50.7
3	C01	D - L	523	896	753	46.5	49.8
31	C02	D - L	819	1083	1184	50.2	51.1
30	C03	D - XL	751	974	1075	20.3	18.9
28	C05	D - XL	815	1051	1175	22.0	20.5
24	C07	D - XL	805	1066	1166	46.6	47.0
22	C08	D - L	898	1315	1293	27.2	25.8
21	C09	D - XL	804	1059	1166	22.4	20.8
19	C10	D - XL	747	969	1070	20.7	19.0
18	C12	D - XL	819	1070	1180	22.8	21.0
15	C14	D - L	820	1095	1181	51.9	51.4
1	C15	D - L	551	851	792	47.5	53.6

Tabella 8: Riassunto degli scarichi verticali e dei tagli sismici agli SLV.

Tutti i valori della tabella soprastante sono ricavati a partire dalle analisi di integrazione al passo con fattore di struttura unitario. Gli isolatori sono indicati come "D" (*Double*, cioè a doppia curvatura) e "L" o "XL" secondo le indicazioni fornite in precedenza.

Il riferimento alla posizione degli isolatori può essere trovato in Figura 34 (assi strutturali) e in Figura 43 (numero dei link nel modello FEM).

10.7 Verifica degli isolatori nei confronti dell'azione del vento

Gli isolatori devono essere in grado di trasmettere l'azione del vento della sovrastruttura alla fondazione senza subire spostamenti significativi e incompatibili con la fruibilità dell'edificio.

Dalla

Tabella 3 si evince che in condizioni quasi permanenti lo scarico verticale sugli isolatori è pari a $N_{QP} \cong 31080$ kN. Assumendo cautelativamente per gli isolatori XL lo 0.1% di attrito, l'attrito medio è pari all'1.27%. Pertanto la massima forza trasmissibile dagli isolatori senza muoversi è pari a:

$$F_0 = \mu \times N_{QP} = 0.0127 \times 31080 = 395 \text{ kN}$$

F_0 è maggiore del vento longitudinale (in X) agli SLU pari a $W_X = 1.5 \times 260 = 390$ kN, mentre è inferiore al vento trasversale (in Y) agli SLU pari a $W_Y = 1.5 \times 987 = 1481$ kN. Se ne deduce che, nella condizione comunque cautelativa di vento agli SLU, l'edificio trasla sugli isolatori per effetto di un vento trasversale, mentre rimane fermo in direzione longitudinale.

Tenendo presente il raggio di curvatura equivalente $R = 3100$ mm dell'isolatore è possibile calcolare lo spostamento subito dall'isolatore (formule al §9.2) per effetto del vento trasversale:

$$d_Y = (W_Y - F_0) / N_{QP} \times R = (1481 - 395) / 31080 \times 3100 = 108 \text{ mm}$$

Tale spostamento, pur essendo ricavato per delle condizioni ultime appare troppo elevato, pertanto si dispongono degli elementi fusibili a spina che resistono nei confronti del vento trasversale descritti in seguito (§ 10.8).

10.8 Elementi fusibili a spina

Per far fronte all'azione del vento trasversale si dispongono degli elementi fusibili a spina disposti su guida unidirezionale che consenta gli spostamenti in direzione longitudinale (X). Detti elementi sono ancorati in fondazione tramite un apposito oggetto della stessa e in soletta mediante piolatura.

Gli elementi fusibili sono realizzati con una spina in acciaio che si trancia per taglio in modo controllato una volta raggiunta la massima forza da vento sull'intera struttura (tarate sulla forza di ≈ 1500 kN totale, pertanto 750 kN per ciascuna spina).

Nelle fasi iniziali di un evento sismico, pertanto, l'edificio si comporta come non isolato nella sola direzione trasversale; una volta raggiunto il taglio alla base che eguaglia la massima forza dovuta al vento (che l'edificio, una volta rinforzato, è comunque in grado di sopportare) le spine si rompono e l'edificio si comporta come una struttura isolata.

Una volta terminato l'evento sismico, le spine devono essere sostituite per garantire la sicurezza nei confronti delle azioni da vento. Per consentire ciò è necessario realizzare un fissaggio con fori asolati delle spine alla sovrastruttura, tale da consentire la sostituzione delle stesse anche a seguito di un non perfetto ricentraggio dopo l'evento sismico. A tal fine si dispongono 16 bulloni M 24 in fori asolati in grado di trasferire la forza da vento per solo attrito.

11 VERIFICA DELLE MENSOLE DI SOLLEVAMENTO DEI PILASTRI

11.1 Descrizione

Viene eseguita la verifica delle mensole di sollevamento dei pilastri necessarie in fase di installazione degli isolatori.

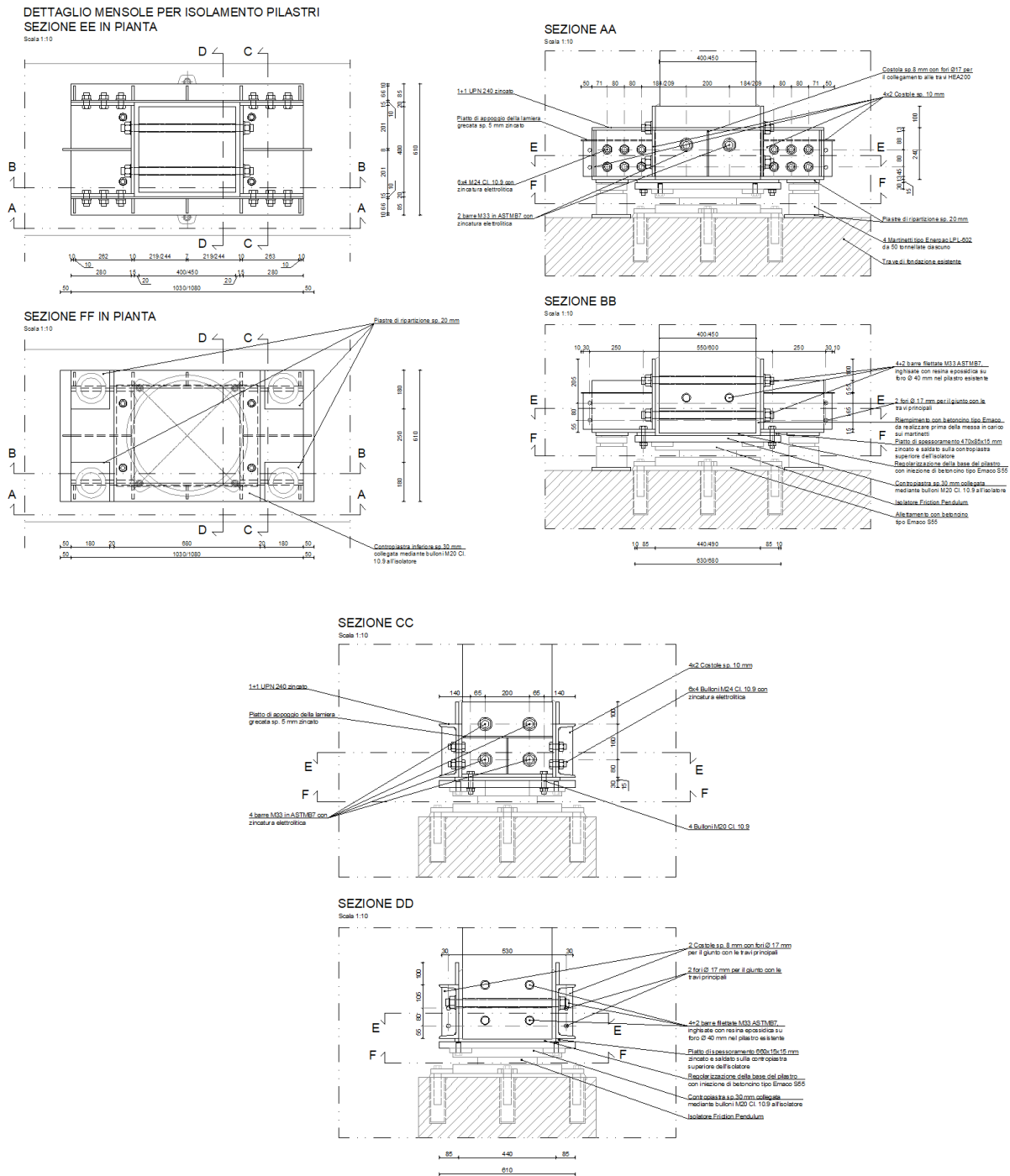


Figura 59: Dettaglio delle mensole di sollevamento dei pilastri per l'installazione degli isolatori.

Le mensole di sollevamento vengono schematizzate secondo il sistema di travi riportato in seguito, distinguendo due tipi di elementi:

- A, mensola realizzata con una composizione di piatti A1 e A2 e un piatto di fondo di ripartizione;
- B, elementi laterali costituiti da due UNP 240 con saldato un piatto 12×100 mm superiore in corrispondenza del pilastro.

Si assume che la mensola a L sia incastrata in corrispondenza al baricentro dei 6 bulloni di collegamento con l'UPN 240, e che sia caricata solo dall'azione tagliante trasmessa dalle barre di contrasto M33. Non si considera quindi la trasmissione di azione flettente in corrispondenza al contrasto con il pilastro, in virtù della deformabilità del betoncino di riempimento tra pilastro e mensola. L'eccentricità del taglio delle barre, rispetto al baricentro dei bulloni, genera quindi un momento che viene scaricato sui bulloni.

Le verifiche vengono condotte sul pilastro maggiormente sollecitato, per il quale si ha uno sforzo assiale N_{sd} allo SLU pari a 1606 kN. Nel carico non è inclusa l'aliquota dovuta ai pesi del piano terra, che si suppongono scaricati direttamente attraverso la carpenteria metallica all'isolatore. Inoltre nello scarico non è compreso il contributo del vento che si suppone non contemporaneo al sollevamento.

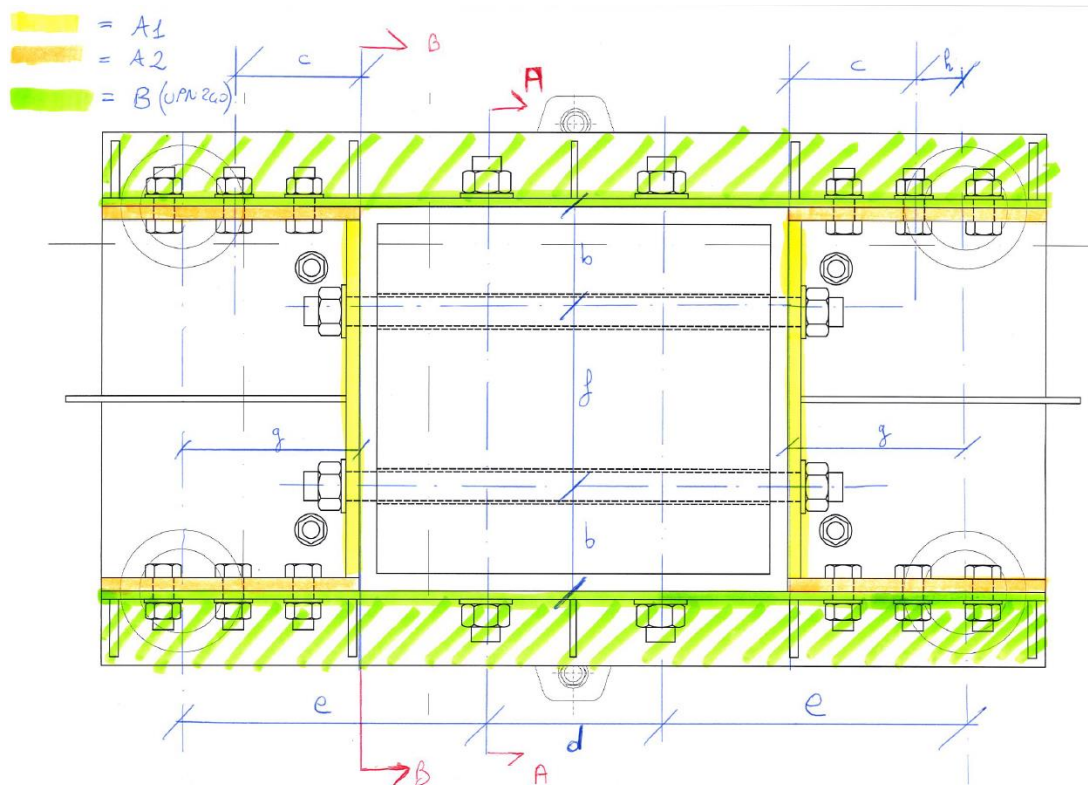


Figura 60: Schema statico mensola sollevamento.

11.2 Verifiche

11.2.1 Verifica delle barre di contrasto

Le barre di contrasto sono realizzate con M33 in acciaio speciale bonificato, 42 CrMo 4 tipo “ASTM 193 GRADO B7”. Dette barre sono soggette ad un’azione di taglio pari a $1606/12 = 134$ kN per ciascuna faccia di taglio.

Si ha pertanto:

Tensione di snervamento: $f_y = 720$ MPa

Tensione di rottura: $f_t = 860$ MPa

Area resistente M33: $A_{res} = 694$ mm²

Coefficiente di sicurezza: $\gamma_{M2} = 1.25$

Resistenza di calcolo a taglio della barra: $F_{v,Rd} = 286.5$ kN > $F_{v,Ed} = 134$ kN

Le barre sono verificate.

11.2.2 Verifica delle pressioni localizzate sul calcestruzzo

Si effettua la verifica delle rotture locali nel caso di pressioni localizzate come riportato al §6.7 dell’EC2-1-1.

Ogni barra è soggetta ad una forza di taglio pari a $1606/12 = 134$ kN che trasferisce al calcestruzzo in una zona localizzata dove si avrà una concentrazione di pressioni. Si è proceduto come indicato nella figura seguente, considerando il carico concentrato uniformemente ripartito sull’area A_{c0} , la forza di compressione ultima resistente può essere determinata come segue:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

dove:

A_{c0} è l’area caricata;

A_{c1} è la massima area di diffusione del carico utilizzata per il calcolo e che ha una forma omotetica a quella di A_{c0} .

A Linea di azione
h $\geq (b_2 - b_1)$ e
 $\geq (d_2 - d_1)$

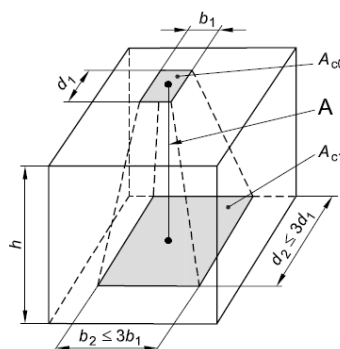


Figura 61: Schema diffusione pressioni locali del calcestruzzo secondo EC2-1-1.

Si assumono:

$b_1 = 33 + 7 = 40$ mm (diametro della barra + spessore inghisaggio = diametro foro)

$d_1 = 4 \times 40 = 160$ mm (si assume ragionevolmente che solo una porzione della barra pari a 4 diametri sia attiva nella trasmissione dello sforzo tagliante sul calcestruzzo)

$h = 160$ mm (interasse verticale boccole sullo stesso lato)

$b_2 = 3 b_1 = 120$ mm

$d_2 = 200$ mm $\leq 3 d_1 = 480$ mm (il cono può diffondere solo dal lato interno dove c'è calcestruzzo e solo fino a metà del pilastro stesso per non intersecare il cono dell'altra estremità della boccola, considerando il pilastro più piccolo a favore di sicurezza, di lato 400 mm, si ha $d_2 = 400 / 2 = 200$ mm)

$A_{c0} = 40 \times 160 = 6400$ mm²

$A_{c1} = 120 \times 200 = 24000$ mm²

$f_{cd} = 11.07$ MPa

Si riporta la verifica:

$F_{Rdu} = 6400 \times 11.07 \times \sqrt{(24000/6400)} / 1000 = 137$ kN $< 3 \times 11.07 \times 6400 = 212.5$ kN

$F_{Rdu} = 137$ kN $> F_{V,Ed} = 134$ kN

Verifica soddisfatta.

11.2.3 Elemento A1: Verifica a rifollamento del piatto appoggiato al pilastro

Acciaio piatto

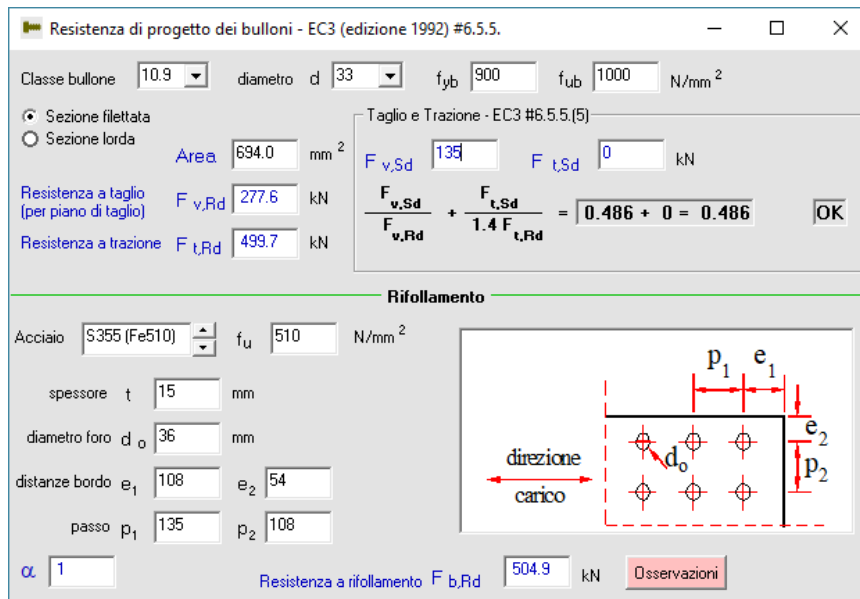
S355

Spessore piatto t

15 mm

Diametro barre d

33 mm



Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 10.9, diametro d : 33, f_{yb} : 900, f_{ub} : 1000 N/mm²

Sezione filettata (selezionato), Sezione lorde

Area: 694.0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 277.6 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 499.7 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$: 135, $F_{t,Sd}$: 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.486 + 0 = 0.486$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510), f_u : 510 N/mm²

spessore t : 15 mm

diametro foro d_o : 36 mm

distanze bordo e_1 : 108, e_2 : 54

passo p_1 : 135, p_2 : 108

α : 1

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 504.9 kN Osservazioni

Figura 62: Calcolo della resistenza a rifollamento dei piatti dell'elemento A.

La verifica è soddisfatta.

11.2.4 Elemento A1: Verifica a taglio e a momento del piatto

Taglio agente $V_{Ed} = 2 \cdot N_{sd}/12 = 2 \times 1606/12 =$	268	kN
Distanza b	120	mm
Momento agente $M_{Ed} = V_{Ed} \times b = 268 \times 0.12 =$	32	kNm
Acciaio piatto	S355	
Resistenza di calcolo f_{yd}	338	MPa
Spessore piatto t	15	mm
Altezza piatto h	240	mm
Modulo di resistenza $W = t \cdot h^2/6 =$	1.44e5	mm ³
Area di taglio $A_v = t \cdot h = 15 \times 240 =$	3600	mm ²
Tensione normale $\sigma = M_{Ed}/W = 32/1.44e5 =$	222	MPa
Tensione tangenziale $\tau = V_{sd}/A_v = 268e3/3.6e3 =$	74	MPa
Tensione di Von Mises $\sigma_{VM} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} =$ $= (222^2 + 3 \times 74^2)^{0.5} =$	257	MPa
$\sigma_{VM} < f_{yd} = 338$ MPa		

Verifica tensionale soddisfatta.

11.2.5 Elemento A2: Verifica a taglio e a momento del piatto

Taglio agente $V_{Ed} = 2 \cdot N_{sd}/12 = 2 \times 1606/12 =$	268	kN
Distanza c	140	mm
Momento agente $M_{Ed} = V_{Ed} \times c = 268 \times 0.14 =$	37.5	kNm
Acciaio piatto	S355	
Resistenza di calcolo f_{yd}	338	Mpa
Spessore piatto t	15	mm
Altezza piatto h	240	mm
Modulo di resistenza $W = t \cdot h^2/6 =$	1.44e5	mm ³
Area di taglio $A_v = t \cdot h = 15 \times 240 =$	3600	mm ²
Tensione normale $\sigma = M_{Ed}/W = 37.5/1.44e5 =$	260	MPa
Tensione tangenziale $\tau = V_{sd}/A_v = 268e3/3.6e3 =$	74	MPa
Tensione di Von Mises $\sigma_{VM} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} =$ $= (260^2 + 3 \times 74^2)^{0.5} =$	290	MPa
$\sigma_{VM} < f_{yd} = 338$ MPa		

Verifica tensionale soddisfatta.

11.2.6 Elementi A2 e B: Verifica bulloni (passaggio del momento)

Taglio agente $V_{Ed} = 2 \cdot N_{sd}/12 = 2 \times 1606/12 =$	268	kN
Distanza h	60	mm

Momento sollecitante $M_{Ed} = M_{Ed,A2} + V_{Ed} \times h$	53.5	kNm
Schema bulloni (righe \times colonne)	2 \times 3	
Distanza orizzontale bulloni d_h	80	mm
Distanza verticale bulloni d_v	80	mm
Modulo polare bulloni J_p	$5.6 \cdot d_h^2$	
Forza orizzontale bullone esterno $F_{V,Sd,h} = M_{Ed} \cdot (d_v/2) / J_p =$ $= 53.5 \times (0.08/2) / (5.6 \times 0.08^2) =$	59.7	kN
Forza verticale bullone esterno $F_{V,Sd,v} = M_{Ed} \cdot d_h / J_p =$ $= 53.5 \times 0.08 / (5.6 \times 0.08^2) =$	119.4	kN
Forza di taglio nel bullone esterno $F_{V,Sd} = (F_{V,Sd,h}^2 + F_{V,Sd,v}^2)^{0.5} =$ $= (59.7^2 + 119.4^2)^{0.5} =$	133.5	kN
Acciaio piatto	S355	
Spessore piatto minore t (anima elemento B)	9.5	mm
Tipo bullone	M24	
Classe bullone	10.9	
Numero piani di taglio n	1	

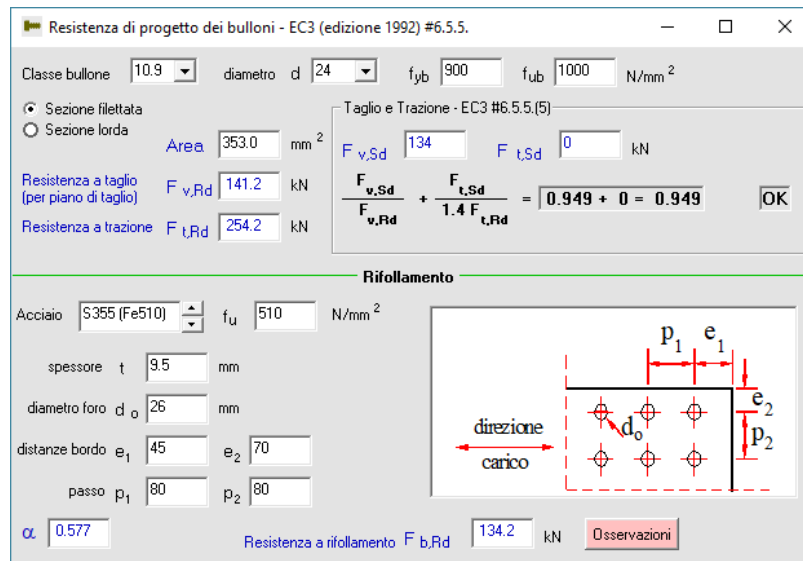


Figura 63: Calcolo della resistenza a taglio e a rifollamento dei bulloni di collegamento tra l'elemento A e B.

La verifica a taglio e a rifollamento è soddisfatta.

11.2.7 Elemento B: Verifica a taglio e a momento del profilo, sezione A-A (zona costolata)

Taglio agente $V_{Ed} = N_{Sd}/12 = 1606/12 =$	134	kN
Momento da elemento A $M_{Ed,A}$	53.5	kNm
Distanza e	350	mm
Momento agente $M_{Ed} = V_{Ed} \times e + M_{Ed,A} =$ $= 134 \times 0.35 + 53.5 =$	100.4	kNm

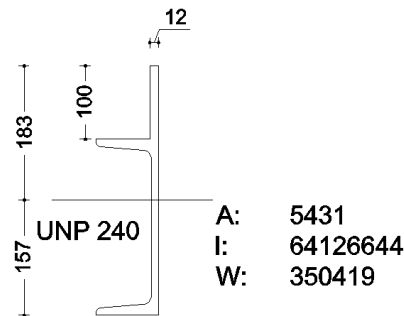


Figura 64: Sezione di verifica dell'UPN 240 costolato.

Area di taglio A_v	2.0e3 mm ²
Acciaio sezione	S355
Resistenza di calcolo f_{yd}	338 MPa
Tensione normale $\sigma = M_{Ed}/W = 100.4/3.5e5 =$	286 MPa
Tensione tangenziale $\tau = V_{sd}/A_v = 134e3/2e3 =$	67 MPa
Tensione di Von Mises $\sigma_{VM} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} =$ $= (286^2 + 3 \times 67^2)^{0.5} =$	309 MPa
$\sigma_{VM} < f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	
Verifica tensionale soddisfatta.	

11.2.8 Elemento B: Verifica a taglio e a momento sezione B-B (non costolata, solo UPN 240)

Taglio agente $V_{Sd} = N_{Sd}/12 = 1606/12 =$	134 kN
Momento nella sezione A-A $M_{Sd,A-A}$	100.4 kNm
Distanza e – g = 350 – 200	150 mm
momento nella sezione B $M_{Sd,B-B} = M_{Sd,A-A} - V_{Sd} \times (e - g) =$ $= 100.4 - 134 \times 0.15 =$	80.3 kNm
Sezione	UPN 240
Modulo di resistenza W	3.0e5 mm ³
Area di taglio A_v	2.0e3 mm ²
Acciaio sezione	S355
Resistenza di calcolo f_{yd}	338 MPa
Tensione normale $\sigma = M_{Sd}/W = 80.3/3.0e5 =$	267 MPa
Tensione tangenziale $\tau = V_{sd}/A_v = 134e3/2e3 =$	67 MPa
Tensione di Von Mises $\sigma_{VM} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} =$ $= (267^2 + 3 \times 67^2)^{0.5} =$	291 MPa
$\sigma_{VM} = f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	
Verifica tensionale soddisfatta.	

12 ANALISI E VERIFICA DELLA SOVRASTRUTTURA

Nel seguito viene riportata la metodologia adottata per il calcolo delle sollecitazioni e la verifica della sovrastruttura.

Le verifiche riportate nel seguito rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate. Si intende che, per quanto non riportato nella presente relazione, sono stati adottati i criteri di verifica previsti dalla normativa vigente, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza.

12.1 Metodologia di analisi e di calcolo delle sollecitazioni

12.1.1 Analisi statica agli SLU e agli SLE

Ai fini delle verifiche SLU e SLE, si conducono analisi lineari della sovrastruttura soggetta a carichi verticali e orizzontali (vento).

12.1.2 Analisi sismica agli SLV

Sulla scorta di quanto al §10.5, si è determinato un taglio massimo alla base degli isolatori pari a circa 1150 kN nelle due direzioni (Tabella 7). Questo è stato ricavato da analisi che includono la dissipazione introdotta dal solo attrito degli isolatori. Ai fini delle verifiche della sovrastruttura si vuole comunque sfruttare la riduzione delle forze sismiche che viene consentita alla sovrastruttura mediante l'adozione di un fattore di struttura q pari a 1.5 (§ 7.10.6.2.1 di [1]). Per fare ciò e per semplificare la gestione dei risultati s'impiega un'analisi dinamica con spettro di risposta.

Si procede come segue:

- Modifica del modello di cui al § 10.1 con sostituzione degli isolatori rappresentati da general link non lineari con molle elastico-lineari di rigidezza pari a quella equivalente degli isolatori stimata iterativamente sulla base degli spostamenti fino a che la differenza di spostamento tra iterazioni successive non è inferiore al 5%.
- Esecuzione di analisi spettrale su spettro di progetto (secondo § 7.10.5.3.2 di [1]), ottenuto mediante riduzione di quello elastico per tener conto cumulativamente: della dissipazione indotta dagli isolatori mediante il loro attrito (smorzamento equivalente $\xi = 34.5\%$, stimato sugli spostamenti di cui alle analisi non lineari al §10.2.1) e di quella relativa al fattore di struttura $q = 1.5$ (si vedano spettri in Figura 67).
- Verifica che il taglio alla base ottenuto dalle analisi lineari sia almeno pari al taglio massimo ottenuto dalle analisi non lineari (di cui alla Tabella 7: Riassunto dei massimi tagli sismici alla base per i tre gruppi di accelerogrammi in condizioni SLV) diviso per il fattore di struttura $q = 1.5$, ossia: $1143 \text{ kN} / 1.5 = 762 \text{ kN}$.

12.1.2.1 Risultati analisi modale

L'analisi sismica è condotta con un'analisi spettrale, nel seguito si riportano i principali modi di vibrare, i fattori di partecipazione modale e i risultati dell'analisi spettrale.

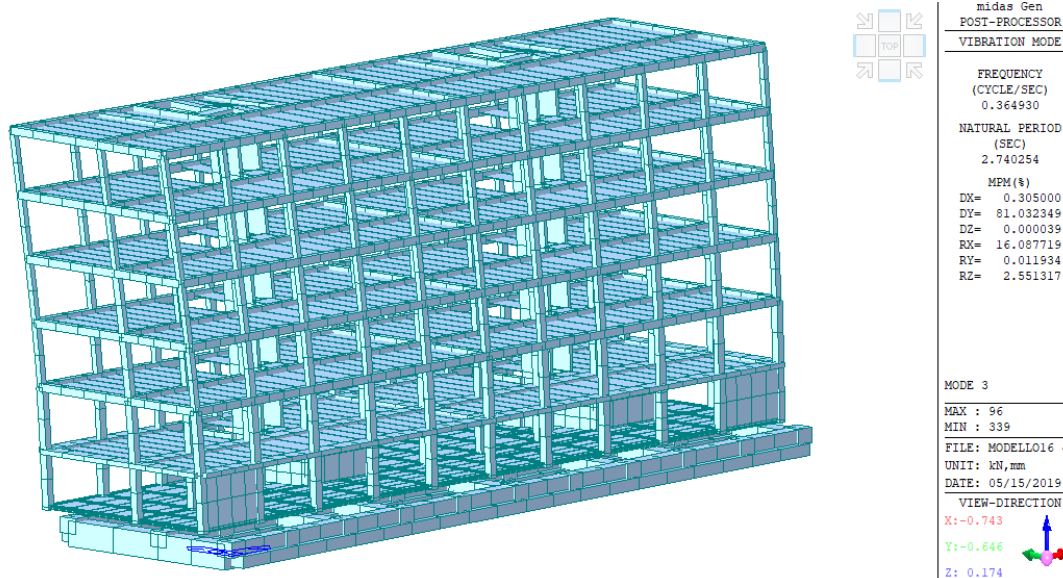


Figura 65: Modo 1 - Primo modo di vibrare flessionale trasversale.

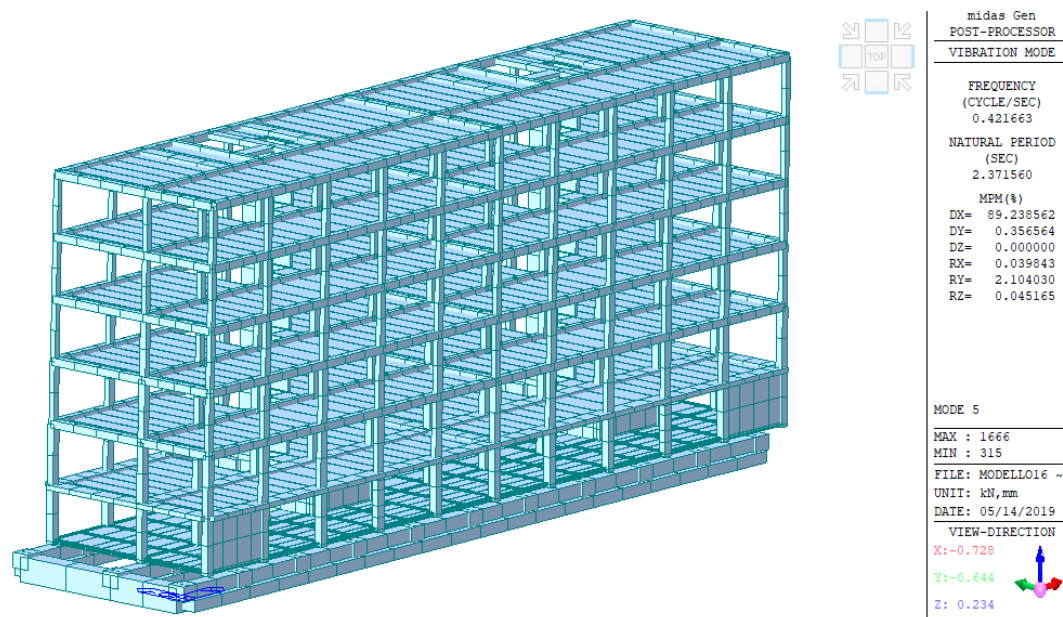


Figura 66: Modo 3 - Primo modo di vibrare flessionale longitudinale.

Mode No	Frequency (Hz)	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
			MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.365	2.740	0.305	0.305	81.032	81.032	0.042	0.042	16.088	16.088	0.035	0.035	2.551	2.551
2	0.412	2.425	0.073	0.378	2.919	83.951	0.000	0.042	0.271	16.358	0.003	0.039	80.795	83.346
3	0.422	2.372	89.239	89.617	0.357	84.308	0.000	0.042	0.040	16.398	2.104	2.143	0.045	83.392
4	0.986	1.014	0.004	89.620	5.429	89.737	0.000	0.042	39.435	55.833	0.002	2.144	0.837	84.229
5	1.114	0.898	0.012	89.632	0.249	89.986	0.000	0.042	3.722	59.555	0.026	2.171	5.449	89.678

Tabella 9: Primi 5 modi di vibrare e delle relative masse modali, con evidenziati i principali modi di traslazione.

I periodi a seguito dell'intervento d'isolamento per gli spostamenti previsti agli SLV sono quindi:

- Longitudinale $T_X = 2.37$ s;
- Trasversale $T_Y = 2.74$ s.

Questi modi movimentano da soli gran parte della massa poiché a seguito dell'isolamento la sovrastruttura trasla sostanzialmente come un blocco rigido sugli isolatori.

12.1.2.2 Spettri per l'analisi della sovrastruttura

Gli spettri sono ricavati a partire da quelli elastici e ridotti per tenere conto della dissipazione della sovrastruttura ($q=1.5$) e dello smorzamento equivalente del sistema d'isolamento, secondo quanto già spiegato in precedenza.

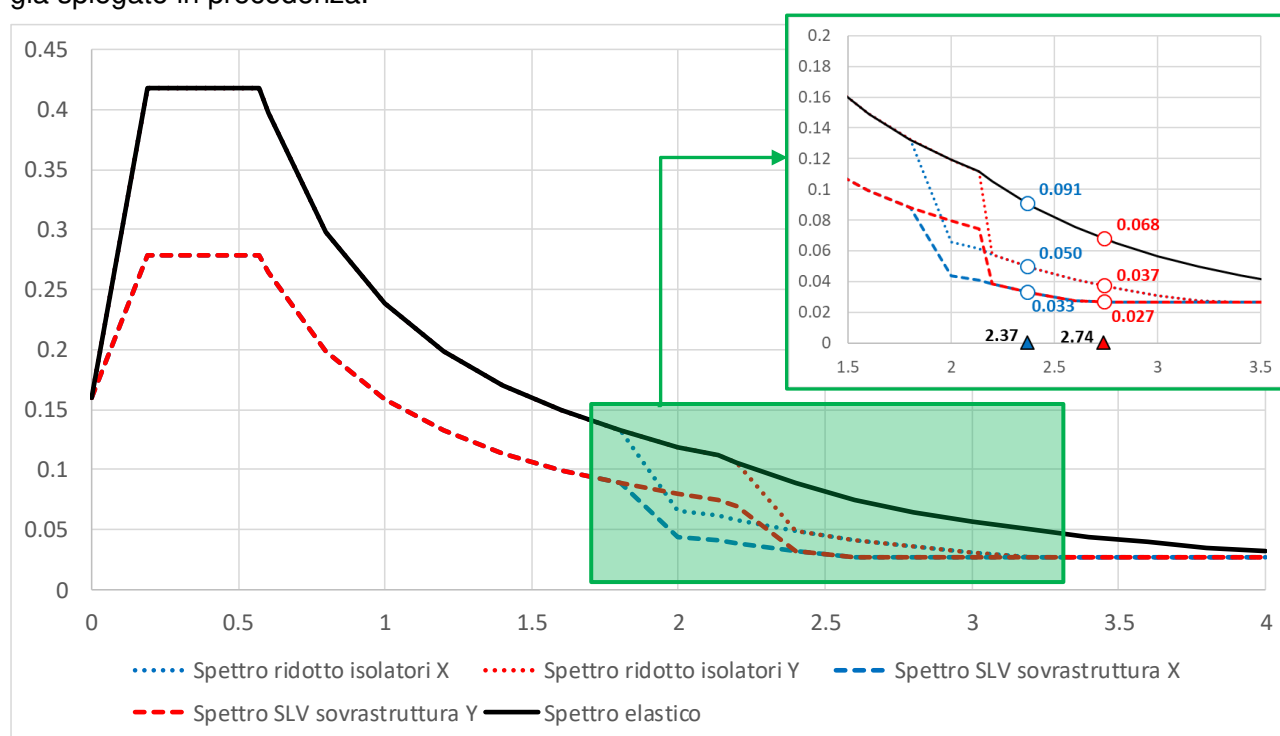


Figura 67: Spettri per analisi della sovrastruttura: spettro elastico, spettri abbattuti per effetto della dissipazione per attrito degli isolatori (35% circa allo SLV) e spettri ulteriormente ridotti per la dissipazione della sovrastruttura ($q = 1.5$).

12.1.2.3 Verifica del taglio sismico alla base

Si riportano le immagini delle massime reazioni orizzontali alla base ricavate dall'analisi spettrale:

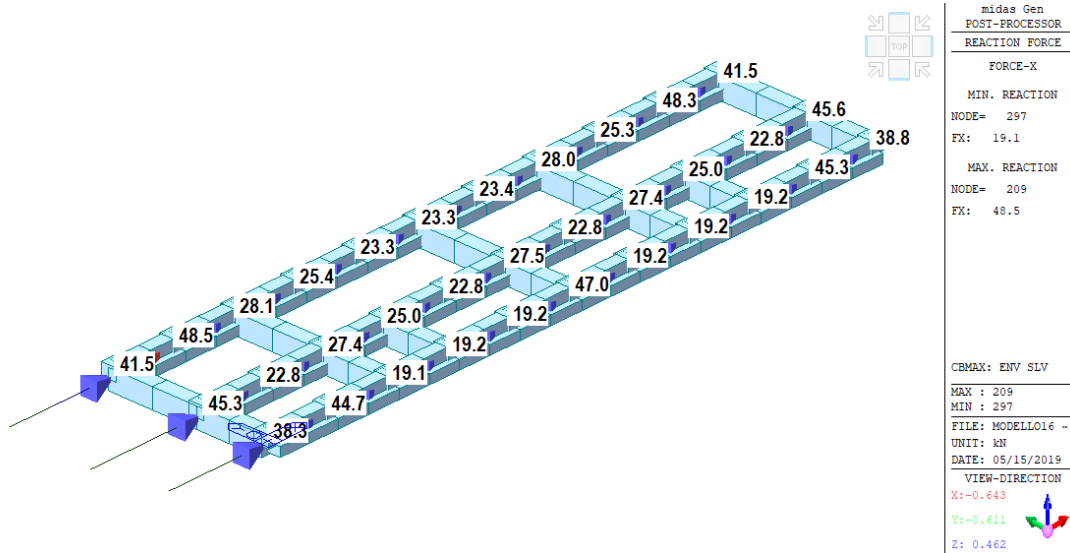


Figura 68: Reazioni longitudinali (X) alla base, risultanti da analisi sismica spettrale con $q=1.5$.

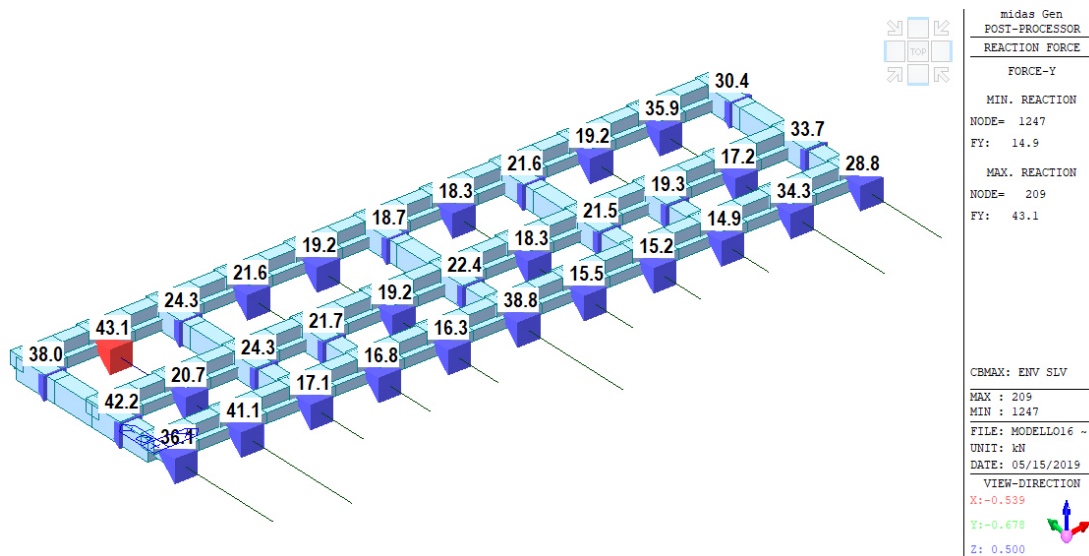


Figura 69: Reazioni trasversali (Y) alla base, risultanti da analisi sismica spettrale con $q=1.5$.

Dalle analisi spettrali risulta che il taglio alla base è pari a 842 kN in trasversale e 1018 kN in longitudinale. Tali valori sono superiori ai $1143 \text{ kN} / 1.5 = 762 \text{ kN}$, calcolati al §10.5. Si conclude che **la procedura adottata per l'analisi sismica è cautelativa e adatta ai fini della verifica sismica della sovrastruttura e dei conseguenti interventi puntuali** di rinforzo.

12.1.3 Analisi sismica agli SLD

Le verifiche agli SLD della sovrastruttura si limitano al controllo dei drift d'interpiano mediante analisi spettrale con impiego dello spettro elastico agli SLD. Le rigidità delle molle del sistema d'isolamento sono state ritirate sulla base dello spostamento (inferiore) che gli isolatori manifestano agli SLD.

 LAIRA SRL Via tagliamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	A2. Relazione tecnica strutturale

12.2 Metodologia di verifica

Le verifiche della sovrastruttura vengono eseguite nel seguente modo:

1. **Verifiche** a taglio ed a pressoflessione o flessione degli elementi (pilastri, travi, ...) eseguite nelle seguenti **ipotesi semplificative, ma cautelative**:
 - materiali con caratteristiche meccaniche dichiarate nel progetto;
 - condizioni sostanzialmente elastiche (acciaio con deformazione limite pari a quella di snervamento e calcestruzzo con deformazione limite pari allo sviluppo della sola parabola $\rightarrow 0.2\%$) sia per SLV che per SLU;
 - linearizzazione dei domini di resistenza a pressoflessione con linearizzazione delle convessità.
 - per le verifiche a taglio si adotta la maggiore tra la resistenza a taglio non armato (ove siano presenti poche staffe) e la resistenza considerando le staffature.
 - In direzione longitudinale (X) le azioni orizzontali sono portate dall'insieme di telai longitudinali e vano ascensore.
 - In direzione trasversale (Y) le azioni orizzontali sono portate, assumendo uno schema di minimo, esclusivamente dai vani ascensore data l'insufficienza mostrata dai telai trasversali esistenti §8.4.1.2.

Per gli elementi che non vedono soddisfatte le verifiche si procede con:

2. **Affinamento delle verifiche** come segue:
 - materiali con caratteristiche meccaniche incrementate secondo elaborazione dei risultati delle prove (qualora possibile);
 - condizioni sostanzialmente elastiche per le sole sollecitazioni SLV e calcolo limite per le sollecitazioni SLU;
 - valutazione puntuale del dominio di resistenza senza linearizzazioni.

Qualora persistano elementi non verificati, per essi si procede con:

3. **Progettazione puntuale di interventi di rinforzo** realizzati con mensole in c.a. al di sotto delle travi nella zona di appoggio sul pilastro, secondo i calcoli dettagliati al §12.3.1.9.

12.3 Verifica dei telai longitudinali

12.3.1 Verifica travi

La verifica delle travi è condotta per i diversi allineamenti corrispondenti ai diversi telai. La numerazione dei pilastri e delle travi è quella prevista nel progetto strutturale originale (Figura 3).

12.3.1.1 Verifica telaio 1-2-3-4-5-6

Si riporta l'esito delle verifiche sulle travi, tenendo conto che le sollecitazioni flettenti SLU vengono confrontate con quelle resistenti valutate in condizione limite (comportamento elastico-plastico del materiale e diagramma parabola-rettangolo del calcestruzzo), mentre quelle SLV vengono confrontate con quelle resistenti valutate in condizioni sostanzialmente elastiche (comportamento elastico dell'acciaio e diagramma sola parabola del calcestruzzo).

Si riportano, a titolo esemplificativo, il calcolo dei momenti resistenti di alcune sezioni (le verifiche seguono nelle tabelle successive):

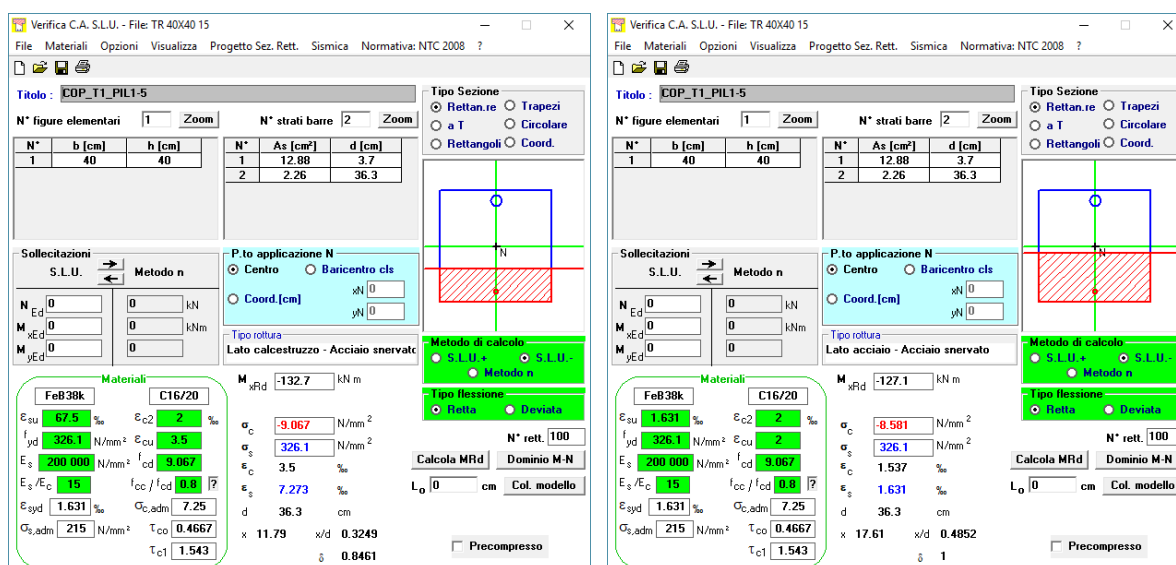


Figura 70: Campi resistenti per trave 40×40 con armatura inf. 2φ12 e sup. 2φ10+10φ12: condizioni limite (sinistra) e sostanzialmente elastiche (destra).

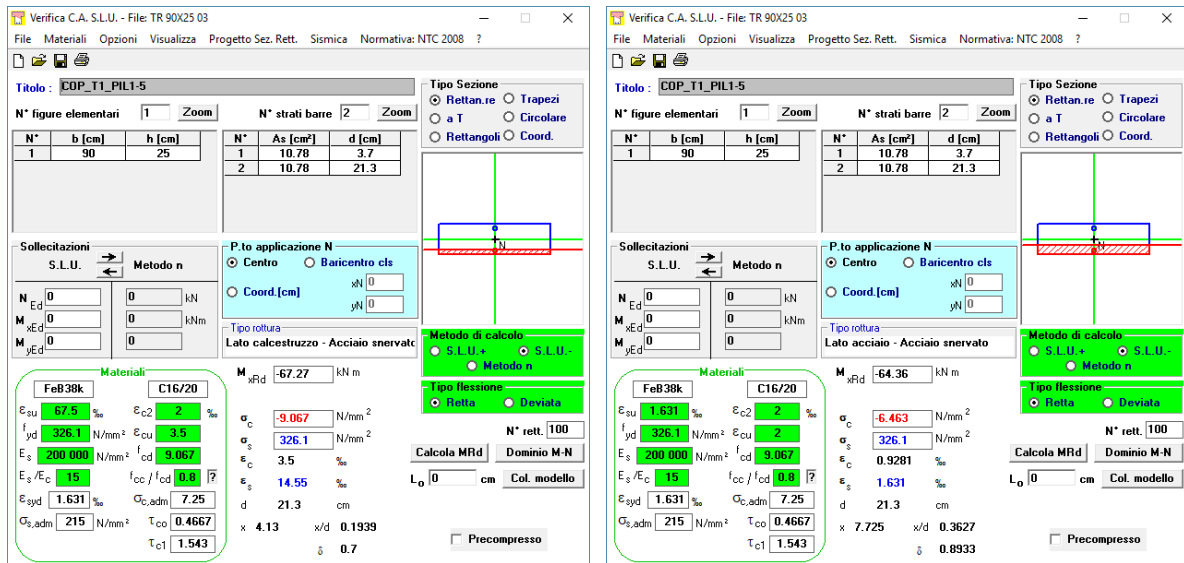


Figura 71: Campi resistenti per trave 25x90 con armatura inf. 7φ14 e sup. 7φ14: condizioni limite (sinistra) e sostanzialmente elastiche (destra).

Per quanto concerne il taglio, si ha quanto segue:

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base x altezza (mm)	400 x 400
altezza utile (mm)	364.00
braccio della forza (0.9·d mm)	327.60
armatura trasversale (2φ8/25) - area (mm ² /mm)	0.40
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	108.78
V_{Rcd} (kN)	204.91
V_{Rd} (kN)	108.78
Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base x altezza (mm)	900 x 250
altezza utile (mm)	215.00
braccio della forza (0.9·d mm)	193.50
armatura trasversale (2φ8/25) - area (mm ² /mm)	0.40
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	64.25
V_{Rcd} (kN)	272.32
V_{Rd} (kN)	64.25

Figura 72: Calcolo della resistenza a taglio non armato e armato.

Una volta calcolate le sollecitazioni resistenti, di cui si sono riportati solo alcuni casi, le verifiche sono state eseguite. Seguono tabelle riassuntive che per ogni piano individuano i tassi di lavoro massimi per le azioni flettenti (f.s. M) e taglianti (f.s. V).

f.s. M max		f.s. V max	
COP	0.52	COP	0.45
P5	0.79	P5	0.93
P4	0.79	P4	0.93
P3	0.76	P3	0.90
P2	0.74	P2	0.90
P1	0.99	P1	1.10

Come si può constatare alcune verifiche risultano non soddisfatte:

- **P1. Verifica a taglio.** Si prevede intervento localizzato di rinforzo e, quindi, la verifica di cui al § 12.3.1.9.

Nelle pagine seguenti si riportano le tabelle complete di verifica.



LAIIRA

LAIIRA

LAIIRA SRL

Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme


Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

VERIFICA TELAIO 1-2-3-4-5-6

PILASTRO		1		2		3		4		5		6/1		2		3		4		5		6			
		APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP		
COP	punti MIDAS	16	122	182	250	312	364	411	480	613	673	741	801	907	967	1035	1097	1149	1196	1265	1398	1458	1526	1586	
40 x 40	L _{pil} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4			0.4		0.4		0.4			0.4		0.4			0.4	
		M _{max} [kNm]	3.24	23.67	-3.70	17.44	-12.62	6.55	9.22	-8.42	17.27	-8.88	19.95	-1.71	17.77	-5.99	16.23	-12.91	7.00	8.76	-8.92	18.15	-6.75	25.56	2.41
		M _{min} [kNm]	-13.97	13.52	-19.10	10.32	-31.95	1.62	3.39	-26.26	10.57	-29.29	12.59	-17.25	11.11	-25.18	10.11	-30.73	2.26	2.71	-27.49	10.64	-24.52	15.04	-11.91
		V [kN]	40.74	5.31	45.79	5.51	48.96	19.08	15.33	46.00	3.79	48.91	5.76	41.79	5.37	45.89	4.90	47.74	18.45	15.96	47.06	4.38	49.33	6.01	41.37
			(2F10+3F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+3F12_2F12)	
		M _{rd} + [kNm]	24.63	50.46	36.95	38.39	36.34	38.39	38.39	36.34	38.39	36.34	38.39	36.34	38.39	36.34	38.39	36.34	38.39	38.39	36.34	38.39	36.95	50.46	24.63
		M _{rd} - [kNm]	-52.34	-17.23	-90.95	-17.28	-67.08	-17.28	-17.28	-67.08	-17.28	-67.08	-17.28	-63.56	-17.28	-67.08	-17.28	-67.08	-17.28	-17.28	-67.08	-17.28	-90.95	-17.23	-52.34
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.27	0.47	0.21	0.45	0.48	0.17	0.24	0.39	0.45	0.44	0.52	0.27	0.46	0.38	0.42	0.46	0.18	0.23	0.41	0.47	0.27	0.51	0.23
		f.s. V	0.37	0.05	0.42	0.05	0.45	0.18	0.14	0.42	0.03	0.45	0.05	0.38	0.05	0.42	0.04	0.44	0.17	0.15	0.43	0.04	0.45	0.06	0.38
P5	punti MIDAS	14	121	180	249	310	363	410	478	612	671	740	799	906	965	1034	1095	1148	1195	1263	1397	1456	1525	1584	
40 x 40	L _{pil} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4			0.4		0.4		0.4			0.4		0.4			0.4	
		M _{max} [kNm]	3.53	44.28	-10.15	29.48	-16.60	18.55	24.68	-13.15	29.02	-14.38	39.76	-8.09	34.93	-10.00	29.19	-18.99	18.80	24.39	-13.36	29.10	-14.41	48.51	-0.35
		M _{min} [kNm]	-33.63	25.35	-45.90	18.07	-52.00	6.24	9.95	-49.58	17.93	-55.69	24.57	-42.01	21.54	-49.58	18.15	-52.10	6.78	9.34	-49.74	17.73	-53.44	28.21	-31.03
		V [kN]	85.27	11.77	95.33	13.22	77.09	41.24	32.56	86.28	12.12	98.06	9.93	91.19	9.76	92.51	13.14	76.70	40.86	32.95	86.66	12.00	101.16	12.13	88.08
			(2F10+4F12_2F12)	(2F10_5F12)	(2F10+8F12_4F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+8F12_4F12)	(2F10_5F12)	(2F10+4F12_2F12)	
		M _{rd} + [kNm]	24.63	62.41	48.55	50.46	36.64	50.46	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	50.46	36.64	50.46	48.55	62.41	24.63
		M _{rd} - [kNm]	-63.56	-17.26	-114.60	-17.23	-102.60	-17.23	-17.23	-102.60	-17.23	-102.60	-17.23	-102.60	-17.23	-102.60	-17.23	-102.60	-17.23	-17.23	-102.60	-17.23	-114.60	-17.26	-63.56
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.53	0.71	0.40	0.58	0.51	0.37	0.49	0.48	0.58	0.54	0.79	0.41	0.69	0.48	0.58	0.51	0.37	0.48	0.48	0.58	0.47	0.78	0.49
		f.s. V	0.78	0.11	0.87	0.12	0.71	0.38	0.30	0.79	0.11	0.90	0.09	0.84	0.09	0.85	0.12	0.70	0.37	0.30	0.80	0.11	0.93	0.11	0.81
P4	punti	12	120	178	248	308	362	409	476	611	669	739	797	905	963	1033	1093	1147	1194	1261	1396	1454	1524	1582	
40 x 40	L _{pil} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4			0.4		0.4		0.4			0.4		0.4			0.4	
		M _{max} [kNm]	7.43	43.56	-4.88	29.61	-11.60	19.05	24.84	-8.84	29.05	-9.91	39.67	-5.94	34.54	-3.99	29.51	-11.14	19.31	24.54	-9.26	28.99	-10.62	48.01	2.40
		M _{min} [kNm]	-36.60	25.43	-49.45	18.12	-53.74	4.76	8.47	-52.46	18.01	-56.71	23.65	-42.86	20.59	-51.63	18.41	-54.21	5.38	7.81	-51.36	17.66	-55.63	28.38	-33.39
		V [kN]	84.54	14.00	96.05	15.01	77.17	41.32	32.46	86.17	14.29	97.98	11.11	91.26	11.20	92.62	15.43	76.65	40.80	32.98	86.69	13.89	101.56	13.95	87.68
			(2F10+4F12_2F12)	(2F10_5F12)	(2F10+8F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+8F12_3F12)	(2F10_5F12)	(2F10+4F12_2F12)	
		M _{sd} + [kNm]	24.63	62.41	36.95	50.46	36.95	50.46	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	50.46	36.95	50.46	36.95	62.41	24.63
		M _{sd} - [kNm]	-63.56	-17.26	-113.70	-17.23	-90.95	-17.23	-17.23	-86.09	-17.23	-90.95	-17.23	-90.95	-17.23	-90.95	-17.23	-90.95	-17.23	-17.23	-86.09	-17.23	-113.70	-17.26	-63.56
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.58	0.70	0.43	0.59	0.59	0.38	0.49	0.61	0.58	0.62	0.79	0.47	0.68	0.57	0.58	0.60	0.38	0.49	0.60	0.57	0.49	0.77	0.53
		f.s. V	0.78	0.13	0.88	0.14	0.71	0.38	0.30	0.79	0.13	0.90	0.10	0.84	0.10	0.85	0.14	0.70	0.37	0.30	0.80	0.13	0.93	0.13	0.80



LAIRA SRL

Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme

Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

VERIFICA TELAIO 1-2-3-4-5-6

PILASTRO		1	2	3	4	5	6/1	2	3	4	5	6												
		APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	
P3	punti	10	119	176	247	306	361	408	474	610	667	738	795	904	961	1032	1091	1146	1193	1259	1395	1452	1523	1580
40 x 40	L _{pil} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4	
	M _{max} [kNm]	9.98	42.17	0.56	29.98	-5.17	19.55	23.32	-6.83	38.14	-4.60	30.73	-1.59	35.15	2.56	30.06	-4.33	19.94	22.96	-7.30	37.90	-6.10	37.66	6.14
	M _{min} [kNm]	-40.30	25.29	-53.03	18.38	-55.19	3.04	5.29	-63.16	23.33	-57.27	17.77	-46.81	20.20	-54.03	18.77	-56.20	3.62	4.58	-61.59	22.88	-56.51	22.95	-34.35
	V [kN]	84.41	15.82	96.17	17.15	75.58	39.73	34.50	98.20	14.24	91.04	16.31	87.41	13.30	93.18	18.00	74.93	39.08	35.20	97.87	13.53	91.38	19.25	81.34
		(2F10+4F12_2F12)	(2F10_5F12)	(2F10+8F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+8F12_3F12)	(2F10_5F12)	(2F10+4F12_2F12)
	M _{rd} + [kNm]	24.63	62.41	36.95	50.46	36.95	50.46	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	36.95	50.46	50.46	36.95	50.46	36.95	62.41	24.63
	M _{rd} - [kNm]	-63.56	-17.26	-113.70	-17.23	-90.95	-17.23	-17.23	-86.09	-17.23	-86.09	-17.23	-86.09	-17.23	-90.95	-17.23	-90.95	-17.23	-17.23	-86.09	-17.23	-107.58	-17.26	-63.56
		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
	V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.63	0.68	0.47	0.59	0.61	0.39	0.46	0.73	0.76	0.67	0.61	0.54	0.70	0.59	0.60	0.62	0.40	0.46	0.72	0.75	0.53	0.60	0.54
	f.s. V	0.77	0.15	0.88	0.16	0.69	0.36	0.32	0.90	0.13	0.84	0.15	0.80	0.12	0.85	0.17	0.69	0.36	0.32	0.90	0.12	0.84	0.18	0.75

P2	punti	8	118	174	246	304	360	407	472	609	665	737	793	903	959	1031	1089	1145	1192	1257	1394	1450	1522	1578
40 x 40	L _{pil} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4	
	M _{max} [kNm]	-8.27	31.80	4.60	30.95	-2.03	20.39	24.75	-3.21	37.45	-2.19	31.92	6.98	28.24	7.09	31.00	-0.91	20.77	24.46	-3.31	37.34	-3.38	34.99	6.80
	M _{min} [kNm]	-46.96	18.66	-51.94	19.09	-61.53	2.33	4.69	-67.03	23.03	-60.71	19.33	-46.82	17.14	-53.46	19.36	-58.71	2.65	4.00	-65.64	22.76	-60.21	20.71	-42.50
	V [kN]	65.28	13.54	87.89	18.71	76.71	40.86	34.96	98.46	15.70	90.79	18.35	85.32	16.16	85.88	19.74	76.24	40.39	35.62	98.41	15.12	90.84	20.15	83.23
		(2F10+4F12_2F12)	(2F10_5F12)	(2F10+8F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10_4F12)	(2F10+7F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+8F12_3F12)	(2F10_5F12)	(2F10+4F12_2F12)
	M _{rd} + [kNm]	24.63	62.41	36.95	50.46	36.64	50.46	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	36.64	50.46	50.46	36.64	50.46	36.95	62.41	24.63
	M _{rd} - [kNm]	-63.56	-17.26	-107.58	-17.23	-96.91	-17.23	-17.23	-96.91	-17.23	-96.91	-17.23	-96.91	-17.23	-96.91	-17.23	-96.91	-17.23	-17.23	-96.91	-17.23	-107.58	-17.26	-63.56
		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
	V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.74	0.51	0.48	0.61	0.63	0.40	0.49	0.69	0.74	0.63	0.63	0.48	0.56	0.55	0.61	0.61	0.41	0.48	0.68	0.74	0.56	0.56	0.67
	f.s. V	0.60	0.12	0.81	0.17	0.70	0.37	0.32	0.90	0.14	0.83	0.17	0.78	0.15	0.79	0.18	0.70	0.37	0.33	0.90	0.14	0.83	0.18	0.76

P1	punti	6	117	172	245	302	359	406	470	608	663	736	791	902	957	1030	1087	1144	1191	1255	1393	1448	1521	1576
90 x 25	L _{pil} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4	
	M _{max} [kNm]	-1.41	32.17	-12.32	32.54	-14.98	21.98	23.55	-18.77	38.72	-16.80	33.07	-8.07	29.40	-11.60	32.75	-15.11	22.13	23.76	-19.36	38.53	-20.68	35.24	-11.31
	M _{min} [kNm]	-32.45	19.99	-52.30	20.48	-52.14	8.82	9.71	-57.78	24.03	-50.27	20.90	-45.05	18.63	-48.63	20.72	-53.26	9.31	9.45	-57.63	23.95	-51.37	21.97	-38.34
	V [kN]	66.75	7.99	94.30	12.74	78.35	39.46	37.07	101.12	8.09	97.22	11.79	91.39	9.42	90.88	13.33	78.55	39.16	37.37	100.90	7.51	97.45	15.27	88.54
		(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(7F14_7F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(7F14_7F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)
	M _{rd} + [kNm]	46.71	49.49	64.36	49.49	55.56	49.49	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	49.49	55.56	49.49	64.36	49.49	46.71
	M _{rd} - [kNm]	-46.71	-46.71	-67.27	-46.71	-58.40	-46.71	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-46.71	-58.40	-46.71	-67.27	-46.71	-49.49
		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm
	V _{Rd} [kN]	86.00	86.00	96.00	86.00	92.00	86.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	86.00
		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	no	no
	f.s. M	0.69	0.65	0.78	0.66	0.89	0.44	0.48	0.99	0.78	0.86	0.67	0.77	0.59	0.83	0.66	0.91	0.45	0.48	0.99	0.78	0.76	0.71	0.77
	f.s. V	0.78	0.09	0.98	0.15	0.85	0.46	0.43	1.10	0.09	1.06	0.14	0.99	0.11	0.99	0.16	0.85	0.46	0.43	1.10	0.09	1.06	0.18	1.03

12.3.1.2 Verifica telaio 7-8-9-10-11-12

Si riporta l'esito delle verifiche sulle travi, tenendo conto che le sollecitazioni flettenti SLU vengono confrontate con quelle resistenti valutate in condizione limite (comportamento elastico-plastico del materiale e diagramma parabola-rettangolo del calcestruzzo), mentre quelle SLV vengono confrontate con quelle resistenti valutate in condizioni sostanzialmente elastiche (comportamento elastico dell'acciaio e diagramma sola parabola del calcestruzzo).

Si riportano, a titolo esemplificativo, il calcolo dei momenti resistenti di alcune sezioni (le verifiche seguono nelle tabelle successive):

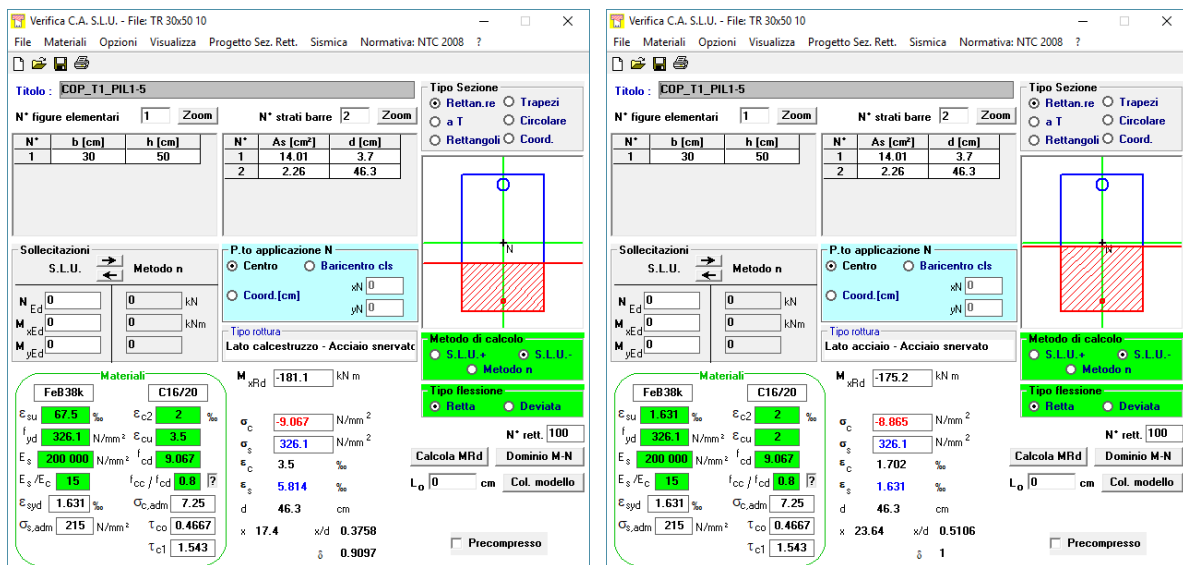


Figura 73: Campi resistenti per trave 30×50 con armatura inf. 2φ12 e sup. 2φ10+11φ12: condizioni limite (sinistra) e sostanzialmente elastiche (destra).

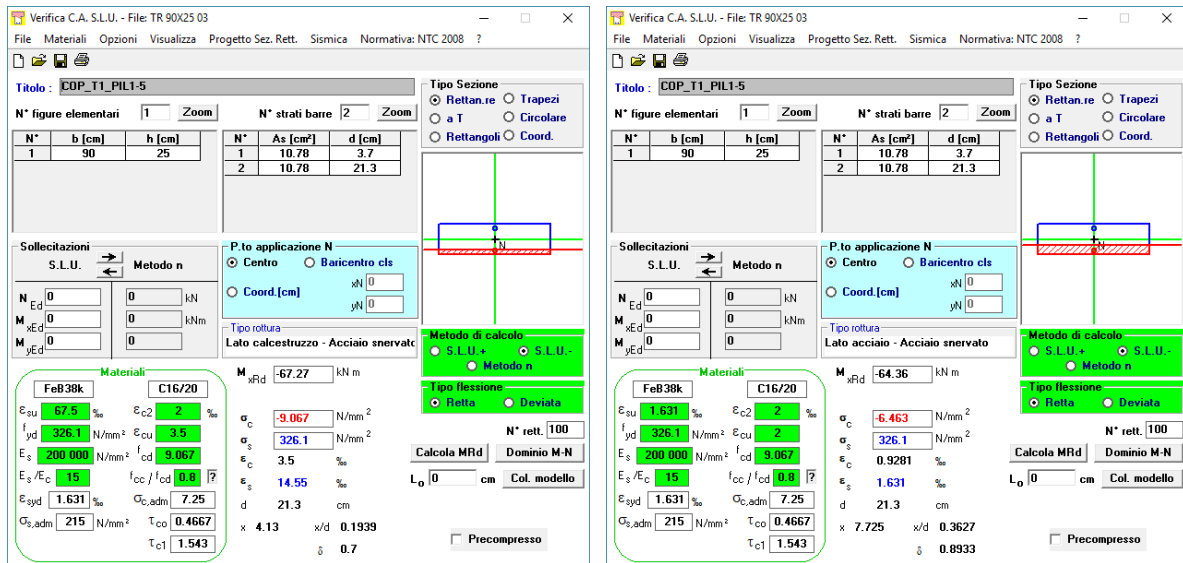


Figura 74: Campi resistenti per trave 25x90 con armatura inf. 7 ϕ 14 e sup. 7 ϕ 14: condizioni limite (sinistra) e sostanzialmente elastiche (destra).

Per quanto concerne il taglio, si ha quanto segue:

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base x altezza (mm)	300 x 500
altezza utile (mm)	464.00
braccio della forza (0.9.d mm)	417.60
armatura trasversale (2 ϕ 8/25) - area (mm ² /mm)	0.40
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	138.66
V_{Rcd} (kN)	195.90
V_{Rd} (kN)	138.66
Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base x altezza (mm)	900 x 250
altezza utile (mm)	215.00
braccio della forza (0.9.d mm)	193.50
armatura trasversale (2 ϕ 8/25) - area (mm ² /mm)	0.40
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	64.25
V_{Rcd} (kN)	272.32
V_{Rd} (kN)	64.25

Figura 75: Calcolo della resistenza a taglio non armato e armato.


Una volta calcolate le sollecitazioni resistenti, di cui si sono riportati solo alcuni casi, le verifiche sono state eseguite. Seguono tabelle riassuntive che per ogni piano individuano i tassi di lavoro massimi per le azioni flettenti (f.s. M) e taglianti (f.s. V).

f.s. M max		f.s. V max	
COP	0.90	COP	1.09
P5	0.87	P5	0.74
P4	0.90	P4	0.74
P3	0.94	P3	0.75
P2	1.10	P2	0.77
P1	1.23	P1	1.20

Come si può constatare alcune verifiche risultano non soddisfatte:

- **COP. Verifica a taglio.** La verifica a taglio in copertura viene affinata tenendo conto delle barre inclinate in prossimità dell'appoggio (zona dove la verifica non soddisfatta è eseguita). Si veda § 12.3.1.4.
- **P2. Verifica a flessione.** La verifica a flessione non soddisfatta viene affinata tenendo conto della resistenza a trazione dell'acciaio dedotta dalle prove. Si veda §12.3.1.7.
- **P1. Verifica a flessione e a taglio.** Si prevede intervento localizzato di rinforzo e, quindi, la verifica di cui al § 12.3.1.9.

Nelle pagine seguenti si riportano le tabelle complete di verifica.



LAIRA SRL

Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme

Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

VERIFICA TELAIO 7-8-9-10-11-12

PILASTRO		12		11		10		9		8		7/12		11		10		9		8		7			
		APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP			
COP	punti MIDAS	56	135	203	263	334	370	417	525	626	694	754	841	920	988	1048	1119	1155	1202	1310	1411	1479	1539	1626	
30 x 50	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4			0.4		0.4			0.4		0.4			0.4	
		M _{max} [kNm]	6.01	32.99	-41.39	90.65	-25.19	3.38	9.74	-30.08	47.08	-28.06	33.02	-3.89	21.35	-41.06	88.85	-24.69	3.26	9.15	-30.88	48.40	-29.89	44.19	6.50
		M _{min} [kNm]	-12.43	16.64	-63.16	61.16	-64.50	-0.50	-15.79	-68.46	27.96	-59.37	18.60	-24.82	10.62	-67.28	60.62	-63.76	-0.04	-16.21	-69.79	29.34	-52.73	25.56	-12.38
		V [kN]	62.95	16.32	117.88	41.38	139.97	27.27	37.17	149.48	17.84	92.97	12.38	71.11	14.19	119.01	42.51	138.75	25.88	37.34	150.87	16.77	91.62	14.24	68.84
			(2F10+2F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+14F12_2F12)	(2F10_7F12)	(2F10+11F12_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10+11F12_2F12)	(2F10_7F12)	(2F10+11F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+11F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+11F12_2F12)	(2F10_7F12)	(2F10+11F12_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10+11F12_2F12)	(2F10_7F12)	(2F10+14F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+2F12_2F12)
		M _{rd} + [kNm]	31.63	48.90	31.71	110.40	31.71	31.71	31.71	31.71	110.40	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	110.40	31.71	31.71	31.71	31.71	110.40	31.71	48.90	31.63
		M _{rd} - [kNm]	-52.34	-22.14	-213.90	-31.71	-181.10	-22.14	-22.14	-181.10	-31.71	-181.10	-22.14	-181.10	-22.14	-181.10	-31.71	-181.10	-22.14	-22.14	-181.10	-31.71	-213.90	-22.14	-52.34
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00
			OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.24	0.67	0.30	0.82	0.36	0.11	0.71	0.38	0.43	0.33	0.68	0.14	0.44	0.37	0.80	0.35	0.10	0.73	0.39	0.44	0.25	0.90	0.24
		f.s. V	0.45	0.12	0.85	0.30	1.01	0.20	0.27	1.08	0.13	0.67	0.09	0.51	0.10	0.86	0.31	1.00	0.19	0.27	1.09	0.12	0.66	0.10	0.50
P5	punti MIDAS	54	134	201	262	332	369	416	523	625	692	753	839	919	986	1047	1117	1154	1201	1308	1410	1477	1538	1624	
30 x 50	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4			0.4		0.4			0.4		0.4			0.4	
		M _{max} [kNm]	7.46	47.84	-10.23	37.36	-2.87	41.09	33.03	-11.90	32.94	-13.40	42.15	-3.79	36.09	-11.71	35.97	-2.24	41.42	31.75	-12.71	33.79	-17.10	53.70	7.96
		M _{min} [kNm]	-31.42	23.44	-49.68	16.84	-62.53	16.14	6.56	-74.64	13.74	-58.20	22.58	-41.80	18.93	-51.69	15.48	-60.30	16.59	6.09	-75.16	14.91	-51.67	27.94	-29.06
		V [kN]	83.04	12.97	91.25	11.92	101.22	57.70	59.70	102.02	15.23	95.53	14.00	87.14	11.55	89.50	11.80	100.61	57.08	60.32	102.63	16.14	97.83	15.73	84.85
			(2F10+3F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+6F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+3F12_2F12)
		M _{rd} + [kNm]	31.63	64.54	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	64.54	31.63
		M _{rd} - [kNm]	-66.96	-22.14	-116.00	-22.14	-86.14	-22.14	-22.14	-86.14	-22.14	-86.14	-22.14	-86.14	-22.14	-86.14	-22.14	-81.29	-22.14	-22.14	-86.14	-22.14	-116.00	-22.14	-66.96
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.47	0.74	0.43	0.76	0.73	0.84	0.68	0.87	0.67	0.68	0.86	0.49	0.74	0.60	0.74	0.85	0.65	0.87	0.69	0.45	0.83	0.43	
		f.s. V	0.60	0.09	0.66	0.09	0.73	0.42	0.43	0.73	0.11	0.69	0.10	0.63	0.08	0.64	0.08	0.72	0.41	0.43	0.74	0.12	0.70	0.11	0.61
P4	punti MIDAS	52	133	199	261	330	368	415	521	624	690	752	837	918	984	1046	1115	1153	1200	1306	1409	1475	1537	1622	
30 x 50	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4			0.4		0.4			0.4		0.4			0.4	
		M _{max} [kNm]	-10.69	45.66	-4.51	38.80	1.73	39.01	32.50	-7.06	34.85	-9.39	41.17	-0.15	34.99	-4.79	37.72	-4.59	39.45	31.02	-8.10	35.61	-13.82	51.55	11.40
		M _{min} [kNm]	-37.00	22.25	-55.17	18.07	-70.14	12.51	3.21	-77.90	15.30	-63.41	21.50	-41.60	18.18	-56.31	17.01	-68.86	13.03	2.68	-77.59	16.25	-56.86	26.87	-34.09
		V [kN]	82.33	15.57	91.98	13.67	102.29	58.76	59.30	101.62	14.03	96.14	16.41	86.54	14.30	90.41	13.98	100.88	57.36	60.08	102.40	14.76	98.13	17.70	84.56
			(2F10+3F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+6F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+3F12_2F12)
		M _{rd} + [kNm]	31.63	64.54	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	64.54	31.63
		M _{rd} - [kNm]	-66.96	-22.14	-109.34	-22.14	-81.29	-22.14	-22.14	-86.14	-22.14	-81.29	-22.14	-86.14	-22.14	-81.29	-22.14	-81.29	-22.14	-22.14	-86.14	-22.14	-109.34	-22.14	-66.96
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.55	0.71	0.50	0.79	0.86	0.80	0.66	0.90	0.71	0.78	0.84	0.48	0.72	0.69	0.77	0.85	0.81	0.63	0.90	0.73	0.52	0.80	0.51
		f.s. V	0.59	0.11	0.66	0.10	0.74	0.42	0.43	0.73	0.10	0.69	0.12	0.62	0.10	0.65	0.10	0.73	0.41	0.43	0.74	0.11	0.71	0.13	0.61



LAIIRA

LAIRA SRL

Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme

Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

VERIFICA TELAIO 7-8-9-10-11-12

PILASTRO			12		11		10		9		8		7/12		11		10		9		8		7			
			APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP		
P3	punti	punti MIDAS	50	132	197	260	328	367	414	519	623	688	751	835	917	982	1045	1113	1152	1199	1304	1408	1473	1536	1620	
30 x 50		L _{gr} [m]	0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4	
			M _{max} [kNm]	-7.63	43.19	-0.72	38.25	4.19	39.83	34.78	-3.96	35.14	-3.55	40.66	4.74	35.00	-0.12	37.42	-2.82	39.70	33.15	-5.18	35.75	-6.37	48.54	13.40
			M _{min} [kNm]	-45.48	20.77	-59.48	18.43	-73.23	11.73	2.91	-80.80	16.27	-69.35	21.59	-46.47	18.37	-57.68	17.61	-71.70	12.34	2.36	-80.60	17.07	-62.79	25.09	-41.91
			V [kN]	83.27	17.82	91.04	15.13	104.84	61.32	60.87	103.18	13.34	96.16	18.87	86.53	17.10	90.62	15.72	102.84	59.32	60.76	103.08	13.99	96.94	19.44	85.76
				(2F10+3F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+4F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+6F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+3F12_2F12)	
			M _{rd} + [kNm]	31.63	64.54	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	64.54	31.63
			M _{rd} - [kNm]	-66.96	-22.14	-109.34	-22.14	-81.29	-22.14	-22.14	-86.14	-22.14	-81.29	-22.14	-81.29	-22.14	-86.14	-22.14	-81.29	-22.14	-22.14	-86.14	-22.14	-109.34	-22.14	-66.96
				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
				st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	
			V _{rd} [kN]	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00
				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			f.s. M	0.68	0.67	0.54	0.78	0.90	0.81	0.71	0.94	0.72	0.85	0.83	0.57	0.72	0.67	0.77	0.88	0.81	0.68	0.94	0.73	0.57	0.75	0.63
			f.s. V	0.60	0.13	0.65	0.11	0.75	0.44	0.44	0.74	0.10	0.69	0.14	0.62	0.12	0.65	0.11	0.74	0.43	0.44	0.74	0.10	0.70	0.14	0.62
P2	punti	punti MIDAS	48	131	195	259	326	366	413	517	622	686	750	833	916	980	1044	1111	1151	1198	1302	1407	1471	1535	1618	
30 x 50		L _{gr} [m]	0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4	
			M _{max} [kNm]	-5.07	39.54	3.36	38.39	-2.31	40.89	35.86	-1.42	37.47	1.70	38.70	11.26	35.14	4.75	37.61	0.07	40.44	34.56	-2.27	38.02	-6.62	43.31	17.74
			M _{min} [kNm]	-57.32	18.52	-63.71	19.51	-77.28	10.87	1.33	-85.50	18.17	-79.53	20.44	-52.88	18.64	-62.19	18.91	-75.04	11.33	0.86	-85.20	18.87	-74.46	22.04	-51.53
			V [kN]	84.83	20.35	90.47	16.31	107.29	63.77	63.18	105.50	14.28	97.57	22.73	85.12	20.47	90.62	17.12	105.54	62.01	62.94	105.26	14.53	97.17	23.11	85.53
				(2F10+2F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+5F12_2F12)	(2F10_3F12)	(2F10+2F12_2F12)	
			M _{rd} + [kNm]	31.63	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	48.90	31.71	48.90	31.71	48.90	31.63
			M _{rd} - [kNm]	-52.34	-22.14	-95.50	-22.14	-101.50	-22.14	-22.14	-101.50	-22.14	-95.50	-22.14	-95.50	-22.14	-95.50	-22.14	-95.50	-22.14	-22.14	-101.50	-22.14	-95.50	-22.14	-52.34
				no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
				st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	
			V _{rd} [kN]	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00	139.00
				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			f.s. M	1.10	0.81	0.67	0.79	0.76	0.84	0.73	0.84	0.77	0.83	0.79	0.55	0.72	0.65	0.77	0.79	0.83	0.71	0.84	0.78	0.78	0.89	0.98
			f.s. V	0.61	0.15	0.65	0.12	0.77	0.46	0.45	0.76	0.10	0.70	0.16	0.61	0.15	0.65	0.12	0.76	0.45	0.45	0.76	0.10	0.70	0.17	0.62
P1	punti	punti MIDAS	46	130	193	258	324	365	412	515	621	684	749	831	915	978	1043	1109	1150	1197	1300	1406	1469	1534	1616	
90 x 25		L _{gr} [m]	0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4	
			M _{max} [kNm]	-6.64	39.05	-14.58	39.28	-22.62	39.33	35.05	3.87	-2.26	4.26	42.81	-10.34	35.64	-13.34	39.44	-22.08	39.37	34.48	2.97	-2.26	4.27	45.64	-15.66
			M _{min} [kNm]	-40.91	21.91	-54.30	22.00	-71.91	17.99	13.48	-70.25	-3.08	-49.00	24.38	-55.87	20.07	-53.91	22.19	-70.90	18.17	13.78	-70.37	-3.13	-50.00	25.57	-49.23
			V [kN]	88.71	11.84	95.00	11.66	110.19	63.16	57.41	103.13	18.18	94.53	9.96	97.98	9.91	93.86	12.39	109.77	62.74	57.50	103.23	18.14	96.45	8.43	96.06
				(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(7F14_7F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(7F14_7F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)
			M _{rd} + [kNm]	46.71	49.49	64.36	49.49	55.56	49.49	49.49	55.56	46.71	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	49.49	55.56	46.71	64.36	49.49	46.71
			M _{rd} - [kNm]	-49.49	-46.71	-67.27	-46.71	-58.40	-46.71	-46.71	-58.40	-49.49	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-46.71	-58.40	-49.49	-67.27	-46.71	-49.49
				OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK
				non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm
			V _{rd} [kN]	86.00	86.00	96.00	86.00	92.00	86.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	86.00
				no	OK	OK	OK	no	OK	OK	no	OK	no	OK	no	OK	no	OK	no	OK	OK	no	OK	no	OK	no
			f.s. M	0.83	0.79	0.81	0.79	1.23	0.79	0.71	1.20	0.06	0.84	0.87	0.96	0.72	0.92	0.80	1.21	0.80	0.70	1.21	0.06	0.74	0.92	0.99
			f.s. V	1.03	0.14	0.99	0.14	1.20	0.73	0.67	1.12	0.21	1.03	0.12	1.07	0.12	1.02	0.14	1.19	0.73	0.67	1.12	0.21	1.05	0.10	1.12

12.3.1.3 Verifica telaio 13-14-15-16-17-18

Si riporta l'esito delle verifiche sulle travi, tenendo conto che le sollecitazioni flettenti SLU vengono confrontate con quelle resistenti valutate in condizione limite (comportamento elastico-plastico del materiale e diagramma parabola-rettangolo del calcestruzzo), mentre quelle SLV vengono confrontate con quelle resistenti valutate in condizioni sostanzialmente elastiche (comportamento elastico dell'acciaio e diagramma sola parabola del calcestruzzo).

Si riportano, a titolo esemplificativo, il calcolo dei momenti resistenti di alcune sezioni (le verifiche seguono nelle tabelle successive):

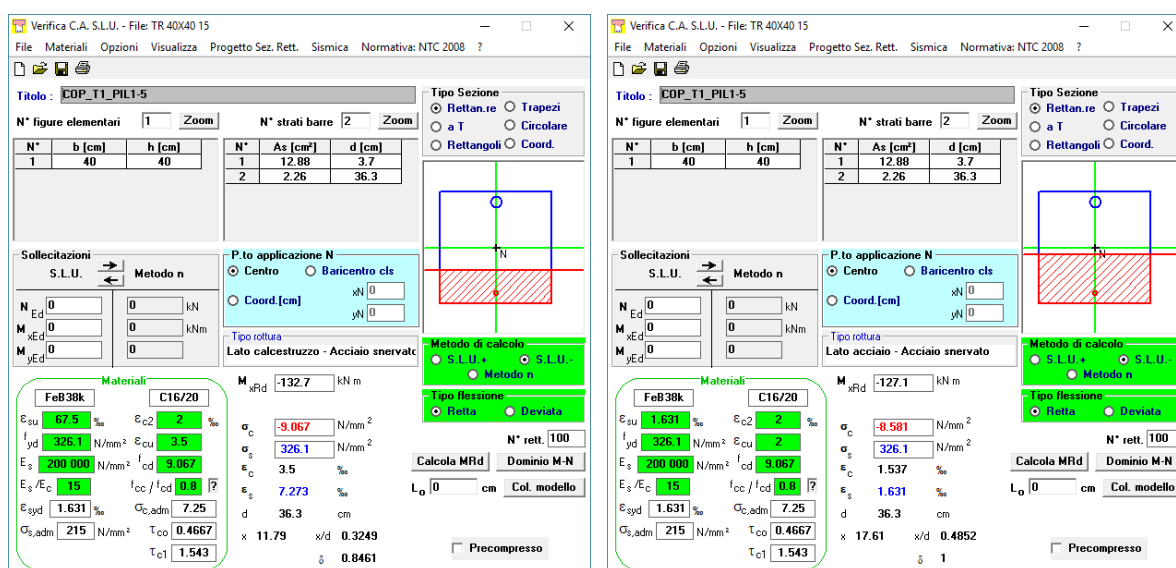


Figura 76: Campi resistenti per trave 40×40 con armatura inf. 2 ϕ 12 e sup. 2 ϕ 10+10 ϕ 12: condizioni limite (sinistra) e sostanzialmente elastiche (destra).

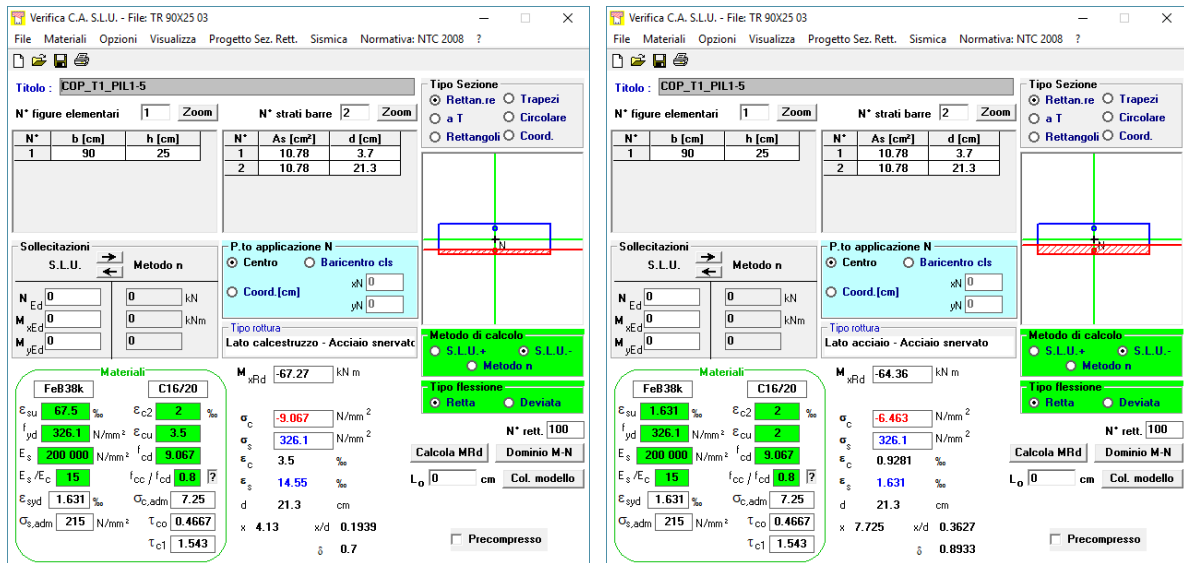


Figura 77: Campi resistenti per trave 25×90 con armatura inf. 7φ14 e sup. 7φ14: condizioni limite (sinistra) e sostanzialmente elastiche (destra).

Per quanto concerne il taglio, si ha quanto segue:

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base × altezza (mm)	400 × 400
altezza utile (mm)	364.00
braccio della forza (0.9·d mm)	327.60
armatura trasversale (2φ8/25) - area (mm ² /mm)	0.40
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	108.78
V_{Rcd} (kN)	204.91
V_{Rd} (kN)	108.78
Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base × altezza (mm)	900 × 250
altezza utile (mm)	215.00
braccio della forza (0.9·d mm)	193.50
armatura trasversale (2φ8/25) - area (mm ² /mm)	0.40
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	64.25
V_{Rcd} (kN)	272.32
V_{Rd} (kN)	64.25

Una volta calcolate le sollecitazioni resistenti, di cui si sono riportati solo alcuni casi, le verifiche sono state eseguite. Seguono tabelle riassuntive che per ogni piano individuano i tassi di lavoro massimi per le azioni flettenti (f.s. M) e taglianti (f.s. V).

f.s. M max		f.s. V max	
COP	1.13	COP	0.92
P5	1.02	P5	1.04
P4	0.98	P4	1.03
P3	0.94	P3	1.02
P2	1.08	P2	1.04
P1	1.26	P1	1.24

Come si può constatare alcune verifiche risultano non soddisfatte:

- **COP. Verifica a flessione.** La verifica a flessione non soddisfatta viene affinata tenendo conto della resistenza a trazione dell'acciaio dedotta dalle prove. Si veda § 12.3.1.6.
- **P2, P5. Verifica a flessione.** La verifica a flessione non soddisfatta viene affinata tenendo conto della resistenza a trazione dell'acciaio dedotta dalle prove. Si veda § 12.3.1.8.
- **P2 -> P5. Verifica a taglio.** La verifica a taglio risulta non soddisfatta di poco (max 4%). Tale verifica viene affinata e riportata al § 12.3.1.5.
- **P1. Verifica a flessione e a taglio.** Si prevede intervento localizzato di rinforzo e, quindi, la verifica di cui al § 12.3.1.4.

Nelle pagine seguenti si riportano le tabelle complete di verifica.



LAIRA SRL

Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme

Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

PILASTRI		13		14		15		16		17		18/13		14		15		16		17		18			
		APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP		
COP	punti MIDAS	96	148	224	278	358	382	441	581	639	715	767	881	933	1009	1063	1143	1167	1226	1366	1424	1500	1552	1666	
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		
		(2F10+4F12_2F12) (2F10_5F12) (2F10+10F12_2F12) (2F10_5F12) (2F10+9F12_2F12) (2F10_4F12) (2F10_4F12) (2F10+9F12_2F12) (2F10_5F12) (2F10+9F12_2F12) (2F10_4F12) (2F10+9F12_2F12) (2F10_5F12) (2F10+9F12_2F12) (2F10_4F12) (2F10+9F12_2F12) (2F10_5F12) (2F10+10F12_2F12) (2F10_5F12) (2F10+4F12_2F12)																							
		M _{max} [kNm]	2.12	20.27	-25.38	70.68	-15.21	-3.06	0.26	-8.73	39.81	-19.68	19.47	-6.38	11.23	-26.28	69.59	-9.88	-2.74	-0.17	-11.14	40.88	-19.29	27.85	0.68
		M _{min} [kNm]	-16.96	9.49	-52.25	48.58	-32.65	-7.18	-11.57	-44.85	23.44	-45.83	10.78	-26.25	4.80	-55.53	47.46	-32.97	-7.11	-9.92	-42.50	25.02	-41.95	15.00	-16.62
		V [kN]	46.41	9.41	91.47	38.35	75.84	11.96	12.13	99.82	21.04	71.65	7.01	52.48	8.79	92.57	39.26	74.65	9.71	10.05	99.67	19.19	70.84	7.69	50.89
		M _{rd} + [kNm]	31.71	62.41	24.63	62.41	24.63	61.06	61.06	24.63	62.41	24.63	64.54	24.63	64.54	24.63	62.41	24.63	61.06	61.06	24.63	62.41	24.63	62.41	31.71
		M _{rd} - [kNm]	-81.29	-17.26	-132.70	-17.26	-117.00	-23.51	-23.51	-122.80	-17.26	-122.80	-22.14	-122.80	-22.14	-122.80	-17.26	-117.00	-23.51	-23.51	-122.80	-17.26	-132.70	-17.26	-86.14
			OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.21	0.32	0.39	1.13	0.28	0.31	0.49	0.37	0.64	0.37	0.30	0.21	0.17	0.45	1.12	0.28	0.30	0.42	0.35	0.66	0.32	0.45	0.19
		f.s. V	0.43	0.09	0.84	0.35	0.70	0.11	0.11	0.92	0.19	0.66	0.06	0.48	0.08	0.85	0.36	0.68	0.09	0.09	0.91	0.18	0.65	0.07	0.47
P5	punti MIDAS	94	147	222	277	356	380	439	579	638	713	766	879	932	1007	1062	1141	1165	1224	1364	1423	1498	1551	1664	
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		
		(2F10+3F12_2F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10+3F12_2F12)																							
		M _{max} [kNm]	1.57	32.12	-15.08	51.42	-5.54	10.88	10.30	-5.71	48.78	-15.49	28.75	-7.03	23.68	-15.71	50.44	-3.71	10.96	9.33	-7.57	49.61	-15.48	36.69	-1.18
		M _{min} [kNm]	-37.09	17.71	-61.09	28.22	-43.26	4.73	2.33	-59.86	26.24	-64.41	17.06	-48.04	13.95	-63.54	27.31	-44.06	5.10	2.32	-56.80	27.09	-61.18	20.59	-36.43
		V [kN]	71.36	10.55	112.72	13.05	101.24	21.76	25.73	104.40	12.46	109.56	10.73	75.24	9.97	113.46	13.97	100.50	20.11	24.81	104.96	10.90	108.99	11.49	73.95
		M _{rd} + [kNm]	31.63	64.54	36.95	64.54	36.95	61.06	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	61.06	36.95	64.54	36.95	64.54	31.63
		M _{rd} - [kNm]	-66.96	-22.14	-90.95	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-70.65
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.55	0.50	0.67	0.80	0.50	0.18	0.16	0.66	0.76	0.71	0.45	0.53	0.37	0.70	0.78	0.51	0.17	0.15	0.62	0.77	0.67	0.57	0.52
		f.s. V	0.65	0.10	1.03	0.12	0.93	0.20	0.24	0.96	0.11	1.01	0.10	0.69	0.09	1.04	0.13	0.92	0.18	0.23	0.96	0.10	1.00	0.11	0.68
P4	punti MIDAS	92	146	220	276	354	378	437	577	637	711	765	877	931	1005	1061	1139	1163	1222	1362	1422	1496	1550	1662	
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		
		(2F10+3F12_2F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10_4F12) (2F10+6F12_3F12) (2F10+3F12_2F12)																							
		M _{max} [kNm]	5.38	32.75	-12.06	49.65	-4.89	12.70	11.69	-2.75	47.69	-11.08	29.26	-5.00	24.32	-12.00	49.00	-3.25	12.51	11.61	-4.63	48.24	-11.65	37.27	1.37
		M _{min} [kNm]	-38.99	18.57	-60.78	27.48	-49.61	4.08	2.21	-64.20	25.93	-66.42	17.30	-48.80	13.74	-62.46	26.85	-50.87	4.49	2.11	-60.56	26.55	-63.70	21.48	-36.69
		V [kN]	70.88	12.48	111.50	13.92	102.47	22.08	25.14	105.78	13.16	109.22	11.29	76.07	11.16	111.77	14.70	102.20	21.19	25.16	105.15	12.43	108.82	12.60	73.78
		M _{rd} + [kNm]	31.63	64.54	36.95	64.54	36.95	61.06	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	61.06	61.06	36.95	64.54	36.95	64.54	31.63
		M _{rd} - [kNm]	-66.96	-22.14	-86.09	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-86.09	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-70.65
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		f.s. M	0.58	0.51	0.71	0.77	0.58	0.21	0.18	0.71	0.74	0.73	0.45	0.54	0.38	0.73	0.76	0.59	0.20	0.19	0.67	0.75	0.70	0.58	0.52
		f.s. V	0.65	0.11	1.02	0.13	0.94	0.20	0.23	0.97	0.12	1.00	0.10	0.70	0.10	1.03	0.13	0.94	0.19	0.23	0.96	0.11	1.00	0.12	0.68



LAIIRA

LAIRA SRL

Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme

Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

PILASTRI		13		14		15		16		17		18/13		14		15		16		17		18			
		APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP		APP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	CAMP	APP	CAMP	APP	CAMP	APP		
P3	punti MIDAS	90	145	218	275	352	376	435	575	636	709	764	875	930	1003	1060	1137	1161	1220	1360	1421	1494	1549	1660	
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		
		M _{max} [kNm]	8.12	32.81	-5.91	47.65	-3.37	14.30	13.78	1.03	46.58	-3.23	29.64	-2.28	25.34	-4.44	47.37	-1.65	14.15	13.81	-1.01	46.82	-4.94	36.74	2.54
		M _{min} [kNm]	-44.19	19.45	-66.16	26.90	-55.44	3.19	1.90	-70.23	26.02	-70.60	16.81	-53.70	13.80	-67.74	26.58	-57.22	3.49	1.76	-66.15	26.37	-68.45	21.96	-42.29
		V [kN]	72.10	13.91	110.65	15.45	103.32	23.14	25.34	108.59	15.11	110.64	12.30	79.01	12.30	110.52	16.20	103.45	23.07	25.39	106.85	14.38	109.37	13.78	76.37
			(2F10+3F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10+3F12_2F12)	
		M _{rd} + [kNm]	31.63	64.54	36.95	64.54	36.95	61.06	61.06	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	61.06	61.06	36.95	64.54	36.95	64.54	31.63
		M _{rd} - [kNm]	-66.96	-22.14	-86.09	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-86.09	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-70.65
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	OK
		f.s. M	0.66	0.51	0.77	0.74	0.64	0.23	0.23	0.77	0.72	0.78	0.46	0.59	0.39	0.79	0.73	0.66	0.23	0.23	0.73	0.73	0.75	0.57	0.60
		f.s. V	0.66	0.13	1.02	0.14	0.95	0.21	0.23	1.00	0.14	1.02	0.11	0.72	0.11	1.01	0.15	0.95	0.21	0.23	0.98	0.13	1.00	0.13	0.70

P2	punti MIDAS	88	144	216	274	350	374	433	573	635	707	763	873	929	1001	1059	1135	1159	1218	1358	1420	1492	1548	1658	
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		
		M _{max} [kNm]	11.56	30.33	1.02	46.49	-2.09	16.08	16.07	4.87	45.80	5.92	29.85	5.49	26.00	3.97	46.20	0.47	15.99	16.58	-6.03	46.05	3.50	33.86	4.98
		M _{min} [kNm]	-56.73	17.31	-69.00	26.23	-61.45	1.55	1.19	-79.75	25.69	-77.07	17.77	-62.87	15.15	-71.67	25.96	-63.24	1.53	0.85	-74.13	25.99	-72.42	19.48	-56.86
		V [kN]	74.90	15.51	109.21	16.30	104.76	25.97	26.62	113.01	17.24	113.59	15.02	83.64	16.37	109.43	17.52	104.55	26.38	26.81	110.56	15.74	111.03	15.52	82.06
			(2F10+3F12_2F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10_4F12)	(2F10+6F12_3F12)	(2F10+3F12_2F12)	
		M _{rd} + [kNm]	31.63	64.54	36.95	64.54	36.95	61.06	61.06	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	64.54	36.95	61.06	61.06	36.95	64.54	36.95	64.54	31.63
		M _{rd} - [kNm]	-66.96	-22.14	-86.09	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-86.09	-22.14	-86.09	-22.14	-22.14	-90.95	-22.14	-90.95	-22.14	-70.65
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
			st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
		V _{rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
			OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	no	OK	no	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	no	OK
		f.s. M	0.85	0.47	0.80	0.72	0.71	0.26	0.26	0.88	0.71	0.85	0.46	0.69	0.40	0.83	0.72	0.73	0.26	0.27	0.82	0.71	0.80	0.52	0.80
		f.s. V	0.69	0.14	1.00	0.15	0.96	0.24	0.24	1.04	0.16	1.04	0.14	0.77	0.15	1.00	0.16	0.96	0.24	0.25	1.01	0.14	1.02	0.14	0.75

P1	punti MIDAS	86	143	214	273	348	372	431	571	634	705	762	871	928	999	1058	1133	1157	1216	1356	1419	1490	1547	1656	
90 x 25	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4			0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		0.4		
		M _{max} [kNm]	-6.15	31.18	-16.96	46.17	-4.98	-5.83	0.28	2.48	46.06	-12.02	32.09	-8.80	28.41	-12.64	46.22	-5.43	-5.56	0.00	3.11	46.04	-16.84	34.47	-12.78
		M _{min} [kNm]	-41.72	19.16	-61.05	28.25	-56.45	-11.68	-13.70	-70.92	27.90	-73.48	20.10	-57.05	17.65	-60.64	28.35	-56.78	-12.35	-13.39	-64.05	28.06	-67.71	21.25	-47.95
		V [kN]	76.43	10.49	112.54	7.16	110.22	29.69	23.75	112.00	13.17	114.08	10.08	84.41	8.92	112.36	7.71	110.41	29.98	24.29	110.11	10.26	112.93	9.69	80.81
			(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(7F14_7F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)	(6F14_6F14)	(5F14_5F14)	(7F14_7F14)	(5F14_5F14)	(5F14_5F14)
		M _{rd} + [kNm]	46.71	49.49	64.36	49.49	55.56	46.71	46.71	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	49.49	55.56	46.71	46.71	55.56	49.49	64.36	49.49	46.71
		M _{rd} - [kNm]	-49.49	-46.71	-67.27	-46.71	-58.40	-49.49	-49.49	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-46.71	-58.40	-49.49	-49.49	-58.40	-46.71	-67.27	-46.71	-49.49
			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	no	OK	no	OK	OK	OK	no	OK	OK	OK	OK	no	OK	no	OK	OK
			non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm	non arm
		V _{rd} [kN]	86.00	86.00	96.00	86.00	92.00	86.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	86.00	92.00	86.00	92.00	86.00	86.00
			OK	OK	no	OK	no	OK	OK	no	OK	no	OK	OK	OK	no	OK	no	OK	OK	no	OK	no	OK	OK
		f.s. M	0.84	0.63	0.91	0.93	0.97	0.24	0.28	1.21	0.93	1.26	0.65	0.98	0.57	1.04	0.93	0.97	0.25	0.27	1.10	0.93	1.01	0.70	0.97
		f.s. V	0.89	0.12	1.17	0.08	1.20	0.35	0.28	1.22	0.15	1.24	0.12	0.92	0.10	1.22	0.09	1.20	0.35	0.28	1.20	0.12	1.23	0.11	0.94

12.3.1.4 Verifica a taglio travi 30×50 in copertura (telaio 7-8-9-10-11-12)

Le travi di copertura 30×50 del telaio 7-8-9-10-11-12 presentano, in prossimità dell'appoggio, armature a 45° che conferiscono una maggiore resistenza a taglio (nel calcolo di cui al § 12.3.1.2 si sono considerate le sole staffe $\phi 8/25$ a due bracci). Nelle zone interessate dalla verifica almeno 2 $\phi 12$ inclinati sono presenti (si veda Figura 78).

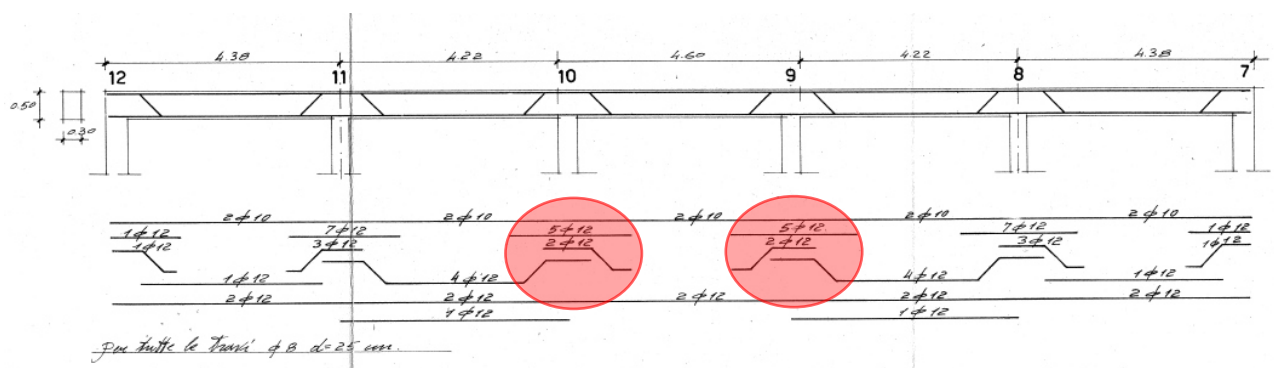


Figura 78: Armature trave 30×50 in copertura.

La verifica viene condotta considerando l'armatura a 45° come una staffatura equivalente su di una lunghezza assunta pari a 1.0 m (2 volte l'altezza della sezione):

Armature a taglio:

Armatura a taglio da staffe A_{st}/s (2 bracci $\phi 8/25$) 0.4 mm²/mm

Armatura inclinata a 45° $A_{s,45}$ (2 $\phi 12$) 226 mm²

Lunghezza di trave interessata s_{45} 1000 mm

Armatura staffe equivalenti $(A_{st}/s)_{EQ} = A_{st}/s + A_{s,45}/\sqrt{2}/s_{45} =$

$(A_{st}/s)_{EQ} = 0.4 + 226/\sqrt{2}/1000 =$ 0.54 mm²/mm

Armatura staffe equivalenti $(A_{st}/s)_{EQ}$ 2 $\phi 8/190$

Essendo il taglio agente massimo pari a 151 kN in prossimità del pilastro 9, si procede alla verifica a taglio della sezione con l'area di staffe equivalente:

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC18 § 4.1.2.1.3.2)

calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base × altezza (mm)	300 × 500
altezza utile (mm)	464.00
braccio della forza ($0.9 \cdot d$ mm)	417.60
armatura trasversale ($2\phi 8/19$) - area (mm^2/mm)	0.53
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	182.45
V_{Rcd} (kN)	195.90
V_{Rd} (kN)	182.45
V_{Sd} (kN)	151.00
verificato	

Figura 79: Resistenza a taglio armato con staffatura equivalente ai ferri piegati.

Verifica soddisfatta.

12.3.1.5 Verifica a taglio travi 40×40 ai piani P2→P5 (telaio 13-14-15-16-17-18)

Le travi ai piani P2→P5 40×40 del telaio 13-14-15-16-17-18 presentano, in prossimità dell'appoggio, armature a 45° che conferiscono una maggiore resistenza a taglio (nel calcolo di cui al § 12.3.1.3 si sono considerate le sole staffe $\phi 8/25$ a due bracci). Nelle zone interessate dalla verifica almeno $2\phi 12$ sono presenti (si veda Figura 80).

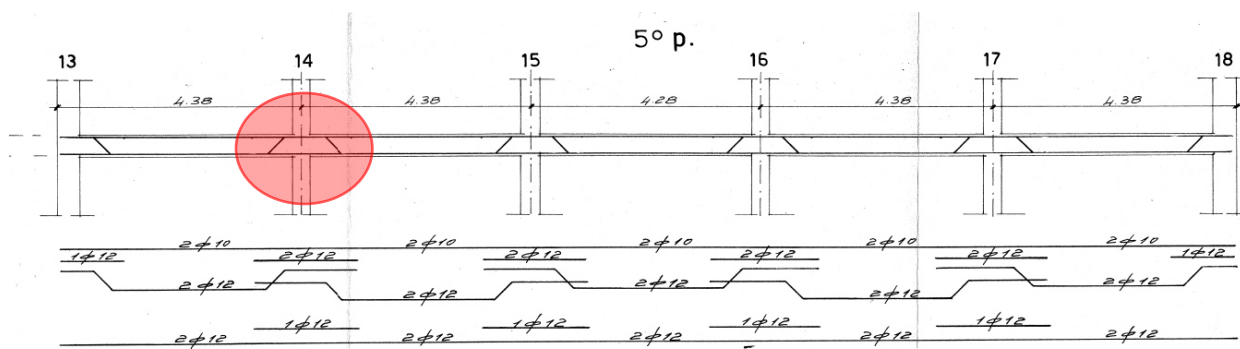


Figura 80: Armature della trave 40×40 ai piani intermedi.

La verifica viene condotta considerando l'armatura a 45° come una staffatura equivalente su di una lunghezza assunta pari 1.0 m (> 2 sezioni):

Armature a taglio:

Armatura a taglio da staffe A_{st}/s (2 bracci $\phi 8/25$)	0.4	mm^2/mm
Armatura inclinata a 45° $A_{s,45}$ ($2\phi 12$)	226	mm^2
Lunghezza di trave interessata s_{45}	1000	mm



LAIRA SRL
Via taglio 8 – Montegrotto Terme
Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

Armatura staffe equivalenti $(A_{st/s})_{EQ} = A_{st/s} + A_{s,45}/\sqrt{2}/s_{45} =$

$$(A_{st/s})_{EQ} = 0.4 + 226/\sqrt{2}/1000 = 0.54 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Armatura staffe equivalenti $(A_{st/s})_{EQ}$ $2\phi 8/190$

Essendo il taglio agente massimo pari a 114 kN in prossimità del pilastro 14 al piano 5, si procede alla verifica a taglio della sezione:

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC18 § 4.1.2.1.3.2)

calcestruzzo	C16/20
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB38K
f_{yd} (Mpa)	330.00
sezione - base × altezza (mm)	400 × 400
altezza utile (mm)	364.00
braccio della forza ($0.9 \cdot d$ mm)	327.60
armatura trasversale ($2\phi 8/19$) - area (mm^2/mm)	0.53
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	143.13
V_{Rcd} (kN)	204.91
V_{Rd} (kN)	143.13
V_{Sd} (kN)	114.00
verificato	

Verifica soddisfatta.

12.3.1.6 Verifica a flessione travi 40x40 in copertura (telaio 13-14-15-16-17-18)

Alle campate tra i pilastri 14 e 15 viene eseguita una verifica a flessione utilizzando la sezione reale della trave comprensiva dell'aggetto di cornicione e facendo ricorso alla resistenza a trazione delle armature desunta dalle prove. La sezione viene rappresentata come una T equivalente facendo affidamento nella presenza dei travetti ortogonali del solaio al fine di far fronte alla deviazione del momento dovuta alla non simmetria. Si ha quindi:

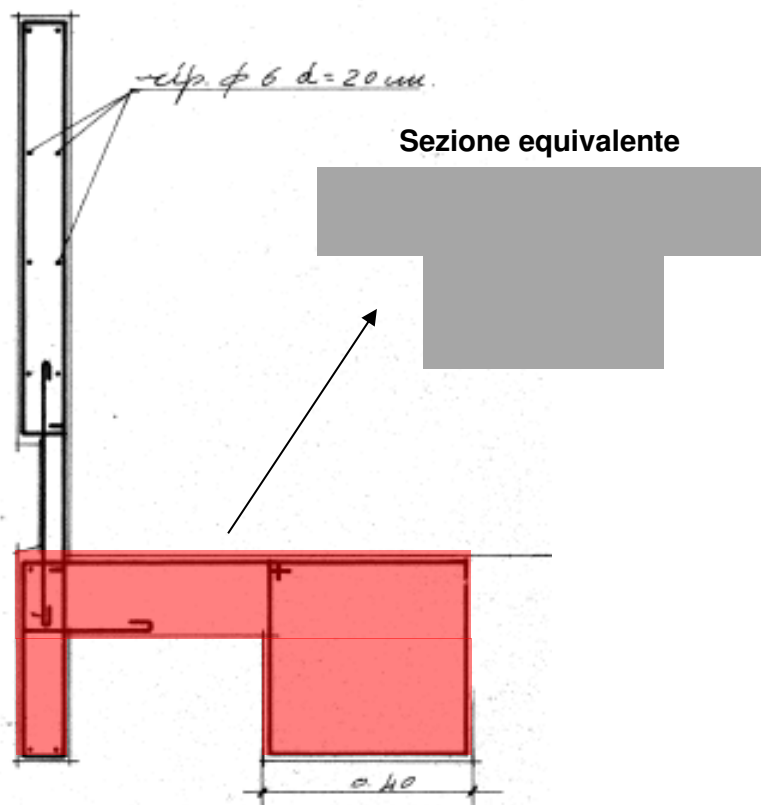


Figura 81: Sezione trave oggetto di verifica.

Armatura:

Armatura superiore (compressa)	2 ϕ 10
Armatura inferiore (tesa)	5 ϕ 12+2 ϕ 6

Acciaio d'armatura della trave esistente da prove (§3.3.2):

Resistenza a trazione media dell'acciaio f_y	410	MPa
Fattore di confidenza FC	1.0	
Coefficiente del materiale γ_M	1.15	
Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = 410/1.0/1.15 =$	357	MPa

Verifica:

Momento di calcolo M_{Ed} (SLU)	+71	kNm
Momento resistente M_{Rd} (vedasi Figura 82)	+76	kNm

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Verifica soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TR 40X40_COP_verifica raffinata campata_telaio13_18

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: COP

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	85	15
2	40	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.57	3.7
2	6.22	36.3

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 FeB38k C16/20
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

Figura 82: Calcolo della resistenza a flessione della sezione equivalente.

12.3.1.7 Verifica a flessione travi 30x50 al piano P2 (telaio 7-8-9-10-11-12)

All'appoggio dei pilastri 12 e 7 (simmetrico) viene eseguita una verifica a flessione facendo ricorso alla resistenza a trazione delle armature desunta dalle prove. Si ha quindi:

Armatura:

Armatura superiore (tesa) $2\phi 10+2\phi 12$

Armatura inferiore (compressa) $2\phi 12$

Acciaio d'armatura della trave esistente da prove (§3.3.2):

Resistenza a trazione media dell'acciaio f_y 410 MPa

Fattore di confidenza FC 1.0

Coefficiente del materiale γ_M 1.15

Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = 410/1.0/1.15 = 357$ MPa

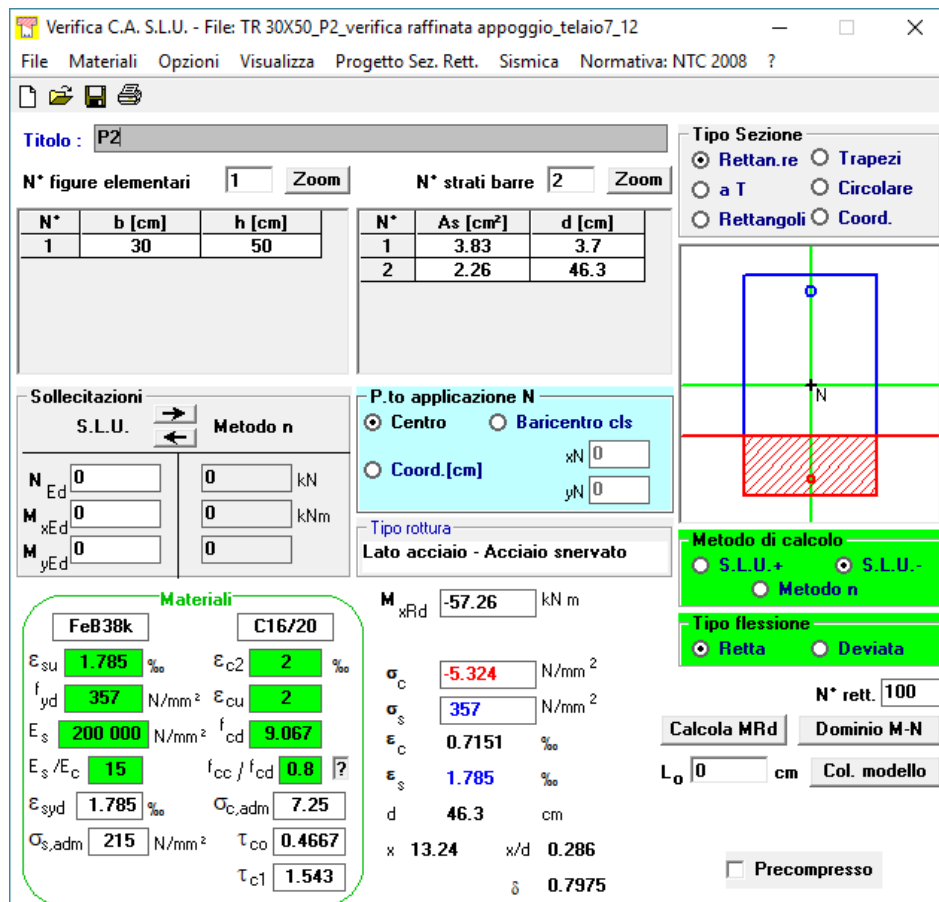
Verifica:

Momento di calcolo M_{Ed} (SLV) -57 kNm

Momento resistente M_{Rd} (vedasi Figura 82, sost. elastico) -57 kNm

$$M_{Rd} = M_{Ed}$$

Verifica soddisfatta.



Verifica C.A. S.L.U. - File: TR 30X50_P2_verifica raffinata appoggio_telaio7_12

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

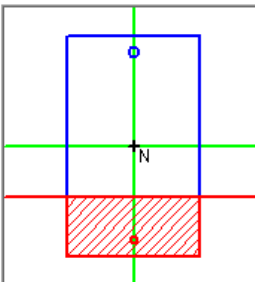
Titolo: P2

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.83	3.7
2	2.26	46.3

Tipologia Sezione: ☒ Rettan.re ☐ Trapezi ☐ a T ☐ Circolare ☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma della sezione: 

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN M_{xEd} 0 kNm M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: ☒ Centro ☐ Baricentro cls ☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{Rd} -57.26 kNm

Materiali: FeB38k C16/20

ε_{su} 1.785‰ ε_{c2} 2‰ f_{yd} 357 N/mm² ε_{cu} 2‰ E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 9.067 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ? ε_{syd} 1.785‰ σ_{c,adm} 7.25 σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0.4667 τ_{c1} 1.543

σ_c -5.324 N/mm² σ_s 357 N/mm² ε_c 0.7151‰ ε_s 1.785‰ d 46.3 cm x 13.24 x/d 0.286 δ 0.7975

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipologia flessione: ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 83: Calcolo della resistenza a flessione della sezione con la reale resistenza dell'armatura.

12.3.1.8 Verifica a flessione travi 40x40 ai piani P2 e P5 (telaio 13-14-15-16-17-18)

Alla luce delle verifiche a flessione condotte e di quelle ai paragrafi precedenti (§ 12.3.1.6 e 12.3.1.7), si può constatare come, sia in condizioni ultime sia in condizioni sostanzialmente elastiche, la resistenza a flessione viene raggiunta sempre per crisi dell'acciaio. Segue, pertanto, che il momento resistente è di fatto proporzionale alla tensione di calcolo dell'acciaio. Sulla scorta di ciò si ha quindi:

Acciaio d'armatura della trave esistente:

Tensione di calcolo acciaio f_{yd} nominale FeB38k 326 MPa

Acciaio d'armatura della trave esistente da prove (§3.3.2):

Resistenza a trazione media dell'acciaio f_y 410 MPa

Fattore di confidenza FC 1.0

Coefficiente del materiale γ_M 1.15

Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = 410/1.0/1.15 =$ 357 MPa

Verifica:

Rapporto $\alpha = f_{yd,FeB38K}/f_{yd,prove} = 357/326 \approx$ 1.095

Tasso di lavoro massimo FS M (§ 12.3.1.3) 1.08

$\alpha > FS M$

Verifica soddisfatta.

12.3.1.9 Interventi di rinforzo delle travi 90×25 del piano primo

Come si evince dai paragrafi precedenti, le travi dei telai al piano primo (90×25 cm di sezione) risultano non verificate a taglio e/o a momento in prossimità di alcuni pilastri. Data la mancanza di ferri piegati, per far fronte a tale situazione si prevede un intervento di rinforzo consistente nella realizzazione di capitelli che si protraggono dal pilastro a sostenere la trave in prossimità dell'appoggio. Questi sono realizzati in c.a. e presentano un'altezza di 30cm, una larghezza di 40 cm (come quella del pilastro) e si protendono verso il centro della trave per 40 cm a partire dal bordo dello stesso.

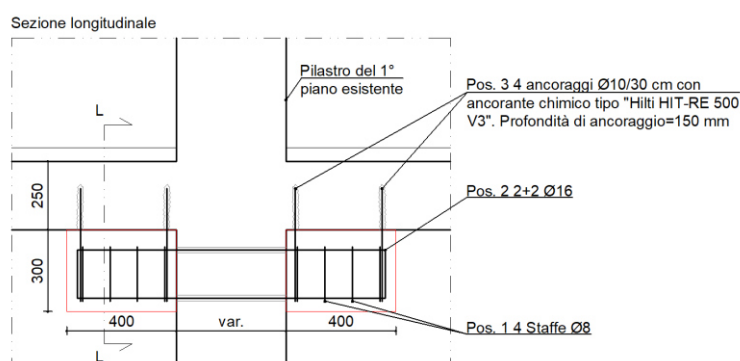


Figura 84: Dettaglio intervento di rinforzo delle travi al piano terra.

Tali capitelli, in condizioni ultime, sono ipotizzati fornire una reazione verso l'alto opposta alla trave in grado di equilibrare il taglio agente sulla trave esistente a livello del pilastro. Dall'equilibrio del sistema trave/capitello coi carichi assegnati ed ipotizzando che essi non influiscano in modo sostanziale sull'andamento dei diagrammi di taglio e momento al di fuori della zona di trave da loro stessi interessata, si procede con la verifica degli stessi. Si considera la trave più sollecitata che si localizza al piano piano del telaio 13-14-15-16-17-18

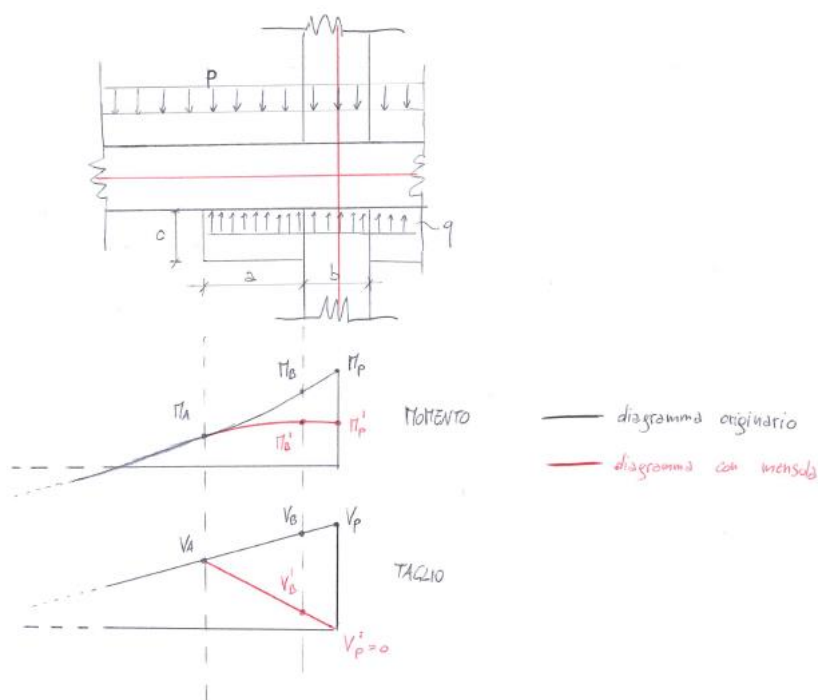


Figura 85: Schema delle sollecitazioni assunto per l'intervento di rinforzo delle travi al piano terra.

Sollecitazioni da calcolo:

Momento sollecitante nella trave all'appoggio teorico $M_P = M_{Ed}$	98	kNm
Taglio sollecitante nella trave all'appoggio teorico $V_P = V_{Ed}$	115	kN
Carico agente sulla trave p	53	kN/m

Geometrie:

Dimensione pilastro b	40	cm
Lunghezza mensola a	40	cm
Altezza mensola c	30	cm

Calcestruzzo della trave esistente C16/20:

Resistenza cubica caratteristica a compressione R_{ck}	20	MPa
Coefficiente del materiale γ_M	1.5	
Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd} = 20 \times 0.85 \times 0.83 / 1.5 =$	9.40	MPa

Acciaio d'armatura della trave esistente da prove (§3.3.2):

Resistenza a trazione media dell'acciaio f_y	410	MPa
Fattore di confidenza FC	1.0	
Coefficiente del materiale γ_M	1.15	
Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = 410 / 1.0 / 1.15 =$	357	MPa

Sollecitazioni resistenti delle travi (sezione 90×25, armatura 6φ14):

Momento resistente $M_{Rd} \approx 0.9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}$		
$M_{Rd} = 0.9 \times 210 \times 6 \times 154 \times 357 / 1e3 =$	62.3	kNm
Taglio resistente (elemento non armato a taglio, da §12.3.1.1) V_{Rd}	92	kN

Verifica trave esistente a seguito dell'intervento:

Carico fornito dalla mensola		
$q = V_P / (a + 0.5 \cdot b) = 115 / (0.4 + 0.5 \times 0.4) =$	192	kN/m
Taglio a bordo mensola $V_A = V_P - q \cdot (a + 0.5 \cdot b)$		
$V_A = 115 - 192 \times (0.4 + 0.5 \times 0.4) =$	83.2	kN
$V_A < V_{Rd} = 92 \text{ kN}$		
La verifica è soddisfatta.		
Momento a bordo mensola $M_A = M_P - (V_P + V_A) \cdot 0.5 \cdot (a + 0.5 \cdot b)$		
$M_A = 98 - (115 + 83.2) \times 0.5 \times (0.4 + 0.5 \times 0.4) =$	38.6	kN
$M_A < M_{Rd} = 62.3 \text{ kNm}$		
La verifica è soddisfatta.		

Taglio a bordo pilastro $V'_B = V_A - (q-p) \cdot a$

$$V'_B = 83.2 - (192-53) \times 0.40 = 27.6 \quad \text{kN}$$

$$V'_B < V_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

Momento a bordo pilastro (con mensola) $M'_B \approx M_A + V_A \cdot a - (q-p) \cdot a^2/2$

$$M'_B = 38.6 + 83.2 \times 0.4 - (192 - 53) \times 0.4^2/2 = 60.8 \quad \text{kN}$$

$$M'_B < M_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

Calcolo dell'armatura della mensola di rinforzo

La mensola di rinforzo è stata calcolata con il seguente schema puntone – tirante:

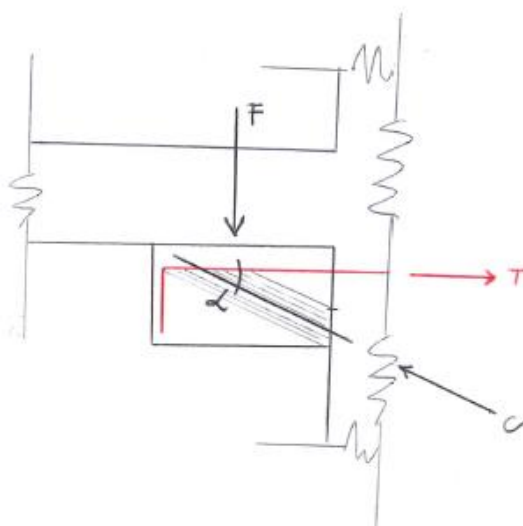


Figura 86: Schema di calcolo assunto per l'intervento di rinforzo delle travi al piano terra.

Calcestruzzo della mensola C25/30:

Resistenza cubica caratteristica a compressione R_{ck} 30 MPa

Coefficiente del materiale γ_M 1.5

Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd} = 30 \times 0.85 \times 0.83 / 1.5 = 14.1$ MPa

Acciaio d'armatura della mensola B450C:

Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio f_{yk} 450 MPa

Coefficiente del materiale γ_M 1.15

Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391$ MPa

Verifica mensola (armatura 2φ16 superiori):

Azione verticale totale sulla mensola $F = q \cdot a = 192 \times 0.40 = 77$ kN



Inclinazione media del puntone α	31°
Compressione nel puntone $C = F/\sin(\alpha) = 77/\sin(31) =$	150 kN
Dimensione puntoni (area sezione) A_p	100×400 mm ²
Compressione resistente del puntone $C_{Rd} \approx A_p \cdot f_{cd} =$	
$C_{Rd} = 100 \times 400 \times 14.1 / 1e3 =$	564 kN
$C_{Rd} > C$	
La verifica è soddisfatta.	
Trazione nel tirante $T = F \cdot \cotg(\alpha) = 77 \times \cotg(31) =$	128 kN
Area d'armatura del puntone A_s	402 mm ²
Trazione resistente del tirante $T_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} =$	
$T_{Rd} = 402 \times 391 / 1e3 =$	157 kN
$T_{Rd} > T$	
La verifica è soddisfatta.	

 LAIRA SRL Via tagliamento 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	A2. Relazione tecnica strutturale

12.3.1.10 Conclusioni sulle verifiche e travi telai longitudinali

Mediante ipotesi semplificative, ma cautelative, sono state identificate le sezioni più sollecitate ai fini delle verifiche a flessione ed a taglio delle travi. In tal caso si è proceduto ad affinare la verifica rimuovendo le ipotesi di cui in precedenza oppure adottando valori di tensioni dell'acciaio superiori ricavati dalle prove sui materiali.

Ove necessario, travi del piano terra, si è proceduto alla progettazione di un intervento dedicato.

Alla luce di quanto ai paragrafi precedenti le **verifiche delle travi sono soddisfatte**.

12.3.2 Verifica pilastri

Si è proceduto similmente a quanto fatto in precedenza partendo da una verifica semplificata, affinandola poi successivamente.

12.3.2.1 Verifica semplificata

Segue la verifica a presso-flessione deviata dei pilastri. Tali verifiche vengono condotte nelle seguenti ipotesi semplificative, ma cautelative:

- Si includono combinazioni SLU e SLV;
- Si verificano per ogni combinazione/involuppo le sezioni di estremità di ogni singolo pilastro ad ogni piano (il momento è lineare e pertanto le sollecitazioni flessionali massime si riscontrano alle estremità);
- La verifica viene condotta in corrispondenza del nodo → si trascura l'effetto di riduzione delle sollecitazioni flettenti che si avrebbe portandosi a bordo trave sia inferiormente che superiormente al nodo;
- La verifica viene condotta su domini di resistenza della sezione linearizzati (si veda Figura 87);
- I domini sono calcolati sulle caratteristiche meccaniche di progetto dei materiali in condizioni limite per le sollecitazioni SLU e sostanzialmente elastiche per le sollecitazioni SLV;
- Si considerano, per ognuno dei due tipi di combinazioni/involuppi (SLU e SLV), gli sforzi assiali che conducono alla verifica più gravosa.

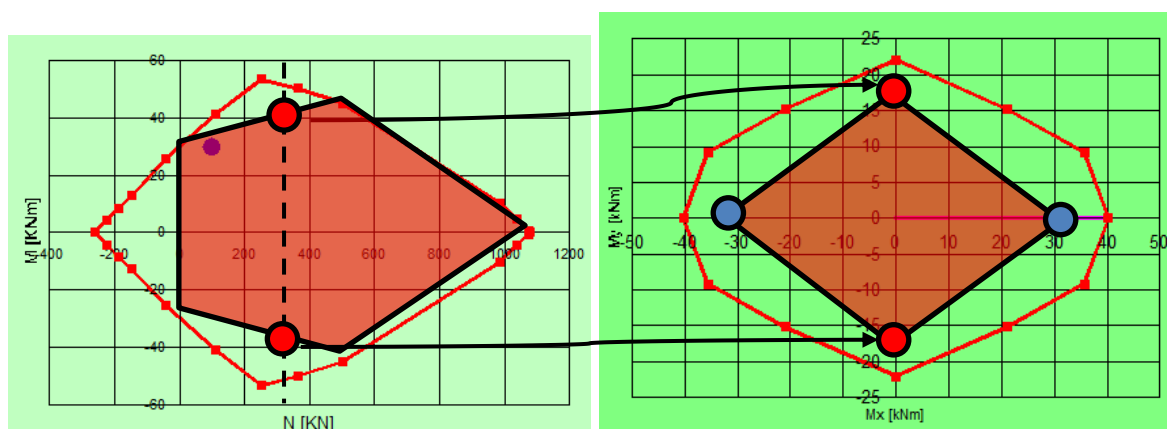


Figura 87: Costruzione dei campi di resistenza linearizzati (semplificati): si ricerca un dominio composto da pochi punti, ma interno a quello reale tale da rendere la verifica cautelativa.

Nelle pagine seguenti si riportano le tabelle di verifica. Per brevità tale tabella è organizzata riportando **tutte** le verifiche non soddisfatte (23 su 1600 circa verifiche) e quella del pilastro più sollecitato, ma verificato (sia a taglio che a presso-flessione), di ogni piano. **Le verifiche non soddisfatte vengono in seguito affinate.**



LAIRA SRL
Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme
Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

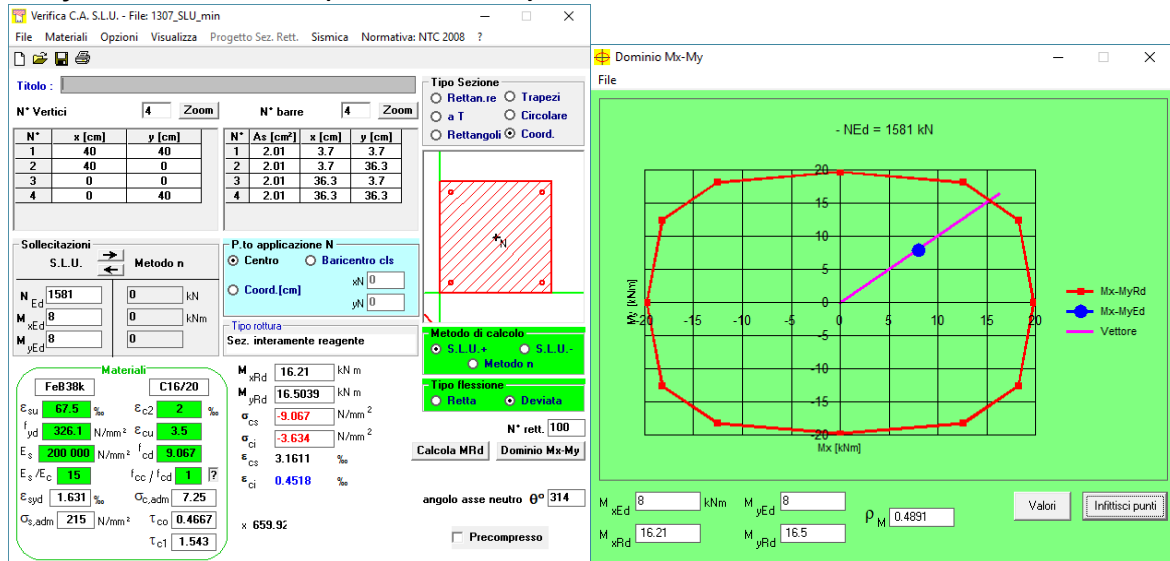
Modello Midas			Geometrie e posizione			Sollecitazioni					Verifica presso/tenso-flessione				Verifica a taglio		
Elem.	Comb.	Nodo	Interpiano	Pilastro	Sezione	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	N _{Rd} (kN)	M _{y-Rd} (kNm)	M _{z-Rd} (kNm)	M _y /M _{y-Rd} +M _z /M _{z-Rd}	V _{y-Rd} (kN)	V _{z-Rd} (kN)	V _y /V _{y-Rd} +V _z /V _{z-Rd}
1307	SLU 2(max)	J[831]	PT-P1	7	40x40_4f16	-1227	6	4	-4	-5	-1581	10	10	0.891	100	100	0.055
2064	SLU 2(max)	J[1300]	PT-P1	109	45x40_4f20	-459	-22	94	-34	1	-459	138	119	0.249	113	100	0.945
2110	ENV SLV(min)	I[1356]	P1-P2	116	45x30_4f16	-789	-2	-46	-61	-7	-743	76	45	0.952	114	72	0.631
853	ENV SLV(min)	I[571]	P1-P2	16	45x30_4f16	-789	-3	-44	-59	-10	-741	76	45	0.995	114	72	0.612
1812	ENV SLV(min)	I[1135]	P2-P3	115	40x30_4f16	-703	-1	-27	-20	-3	-669	58	42	0.416	100	72	0.376
2614	SLU 2(min)	J[1660]	P2-P3	118	35x30_6f14	-492	-9	10	-26	15	-492	60	40	0.810	87	73	0.137
857	ENV SLV(max)	I[575]	P3-P4	16	35x30_4f14	-430	0	25	19	2	-455	50	37	0.442	87	73	0.344
2616	SLU 2(min)	J[1662]	P3-P4	118	30x30_6f14	-363	-9	9	-21	15	-363	48	40	0.813	73	73	0.128
859	ENV SLV(max)	I[577]	P4-P5	16	30x30_4f14	-299	1	21	15	2	-314	42	42	0.404	73	73	0.287
2526	ENV SLV(min)	J[1584]	P4-P5	106	30x30_4f14	-156	2	2	-24	-5	-145	36	36	0.815	73	73	0.031
106	ENV SLV(max)	J[96]	P5-COP	13	30x30_6f14	-65	-7	-2	21	13	-68	38	31	0.969	73	73	0.090
1818	ENV SLV(min)	I[1141]	P5-COP	115	30x30_4f14	-243	-11	-28	-17	-8	-236	45	45	0.548	73	73	0.385
1306	SLU 2(max)	I[829]	PT-P1	7	40x40_4f16	-1242	6	4	2	8	-1596	9	9	1.039	100	100	0.055
1307	SLU 2(min)	J[831]	PT-P1	7	40x40_4f16	-1581	2	1	-8	-8	-1581	10	10	1.530	100	100	0.024
553	ENV SLV(max)	I[348]	P1-P2	15	45x30_4f16	-777	3	42	56	11	-822	68	40	1.091	114	72	0.581
853	SLU 2(min)	I[571]	P1-P2	16	45x30_4f16	-1110	0	-24	-39	-1	-1110	39	23	1.030	114	72	0.337
2110	SLU 2(min)	I[1356]	P1-P2	116	45x30_4f16	-1111	0	-25	-40	0	-1111	39	23	1.046	114	72	0.350
1810	ENV SLV(max)	I[1133]	P1-P2	115	45x30_4f16	-774	3	42	56	9	-819	68	40	1.057	114	72	0.577
553	SLU 2(max)	I[348]	P1-P2	15	45x30_4f16	-952	1	24	39	3	-1243	26	15	1.679	114	72	0.328
1810	SLU 2(max)	I[1133]	P1-P2	115	45x30_4f16	-949	1	22	37	3	-1240	26	15	1.638	114	72	0.310
106	SLU 2(max)	J[96]	P5-COP	13	30x30_6f14	-89	-9	-9	21	16	-89	40	32	1.023	73	73	0.126
1585	SLU 2(max)	J[1009]	P5-COP	114	30x30_4f14	-173	-8	-6	20	20	-173	39	39	1.034	73	73	0.109
537	ENV SLV(max)	J[334]	P5-COP	10	35x35_4f14	-222	18	19	9	-42	-231	50	50	1.029	87	87	0.215
328	SLU 2(max)	J[224]	P5-COP	14	30x30_4f14	-173	-8	-7	21	20	-173	39	39	1.056	73	73	0.111
1794	ENV SLV(max)	J[1119]	P5-COP	110	35x35_4f14	-222	18	19	9	-42	-230	50	50	1.041	87	87	0.216
1794	SLU 2(max)	J[1119]	P5-COP	110	35x35_4f14	-290	24	12	-11	-51	-290	56	56	1.122	87	87	0.279
537	SLU 2(max)	J[334]	P5-COP	10	35x35_4f14	-292	24	12	-12	-51	-292	56	56	1.133	87	87	0.279
562	ENV SLV(min)	J[358]	P5-COP	15	30x30_4f14	-170	-10	-18	-21	22	-165	38	38	1.154	73	73	0.241
1819	ENV SLV(min)	J[1143]	P5-COP	115	30x30_4f14	-168	-10	-18	-21	23	-165	38	38	1.155	73	73	0.254
328	ENV SLV(max)	J[224]	P5-COP	14	30x30_4f14	-132	-6	2	26	16	-134	35	35	1.197	73	73	0.082
1585	ENV SLV(max)	J[1009]	P5-COP	114	30x30_4f14	-132	-6	3	28	15	-134	35	35	1.237	73	73	0.082
537	SLU 2(min)	J[334]	P5-COP	10	35x35_4f14	-321	20	5	-25	-61	-292	56	56	1.539	87	87	0.237
1794	SLU 2(min)	J[1119]	P5-COP	110	35x35_4f14	-319	20	4	-26	-60	-290	56	56	1.545	87	87	0.236
537	ENV SLV(min)	J[334]	P5-COP	10	35x35_4f14	-239	17	-7	-36	-45	-231	50	50	1.609	87	87	0.193
1794	ENV SLV(min)	J[1119]	P5-COP	110	35x35_4f14	-237	17	-7	-36	-44	-230	50	50	1.607	87	87	0.194

12.3.2.2 Verifiche a flessione integrative

Le verifiche a flessione non soddisfatte riportate al § 12.3.2.1 vengono di seguito affinate.

- Elem. 1306; Nodo I[829]; Interpiano PT-P1; Sez. 40x40_4f16; Comb. SLU 2(max);
N = -1595.5 kN My = 1.56 kNm Mz = 7.94 kNm; FS(approccio semplificato) 1.039
Elem. 1307; Nodo J[831]; Interpiano PT-P1; Sez. 40x40_4f16; Comb. SLU 2(min);
N = -1580.84 kN My = -8.32 kNm Mz = -7.63 kNm; FS(approccio semplificato) 1.53

Riverifica su dominio reale (non linearizzato):

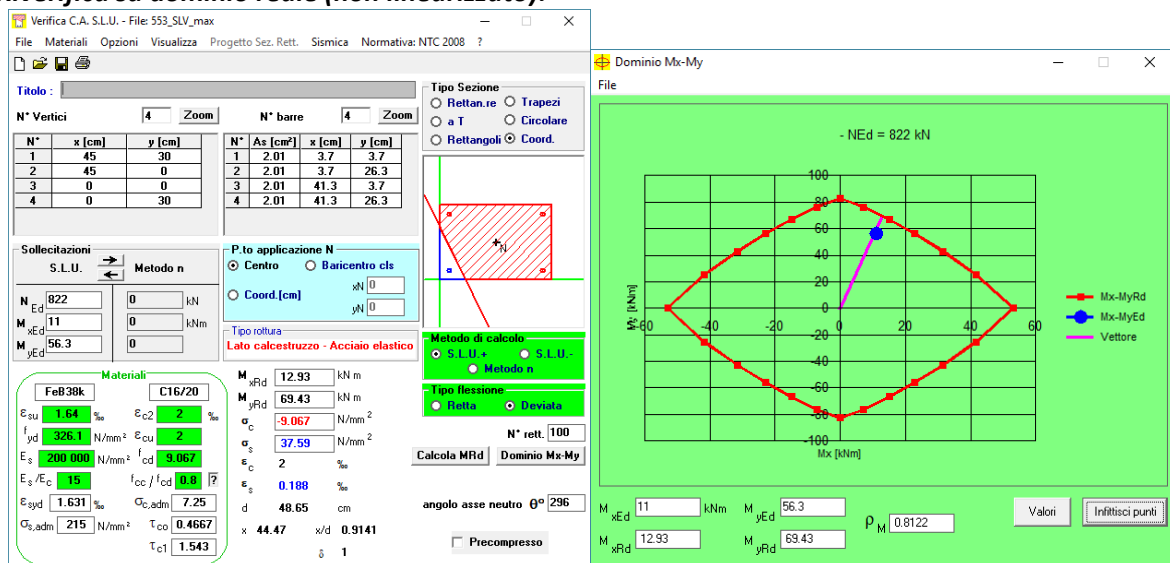


$$FS = 0.49 < 1.0$$

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 553; Nodo I[348]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. ENV SLV(max);
N = -821.855 kN My = 56.23 kNm Mz = 10.51 kNm; FS(approccio semplificato) 1.091

Riverifica su dominio reale (non linearizzato):

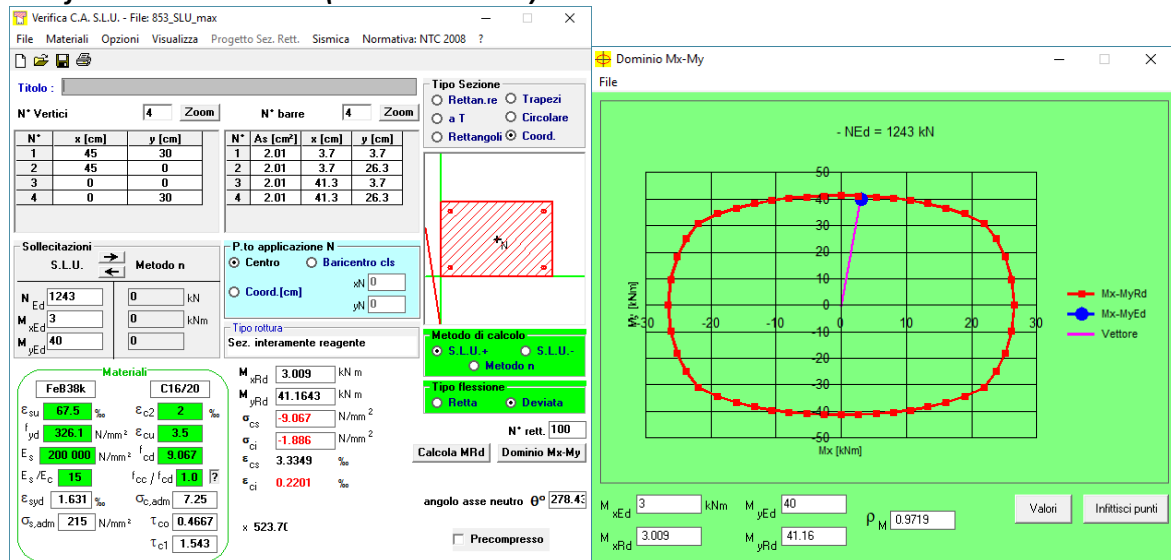


$$FS = 0.81 < 1.0$$

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 853; Nodo I[571]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(min);
N = -1109.65 kN My = -39.24 kNm Mz = -0.57 kNm; FS(approccio semplificato) 1.03
- Elem. 2110; Nodo I[1356]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(min);
N = -1111.39 kN My = -40.32 kNm Mz = -0.19 kNm; FS(approccio semplificato) 1.046
- Elem. 553; Nodo I[348]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(max);
N = -1243.15 kN My = 38.72 kNm Mz = 2.61 kNm; FS(approccio semplificato) 1.679
- Elem. 1810; Nodo I[1133]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(max);
N = -1240.36 kN My = 37.26 kNm Mz = 3.11 kNm; FS(approccio semplificato) 1.638

Riverifica su dominio reale (non linearizzato):

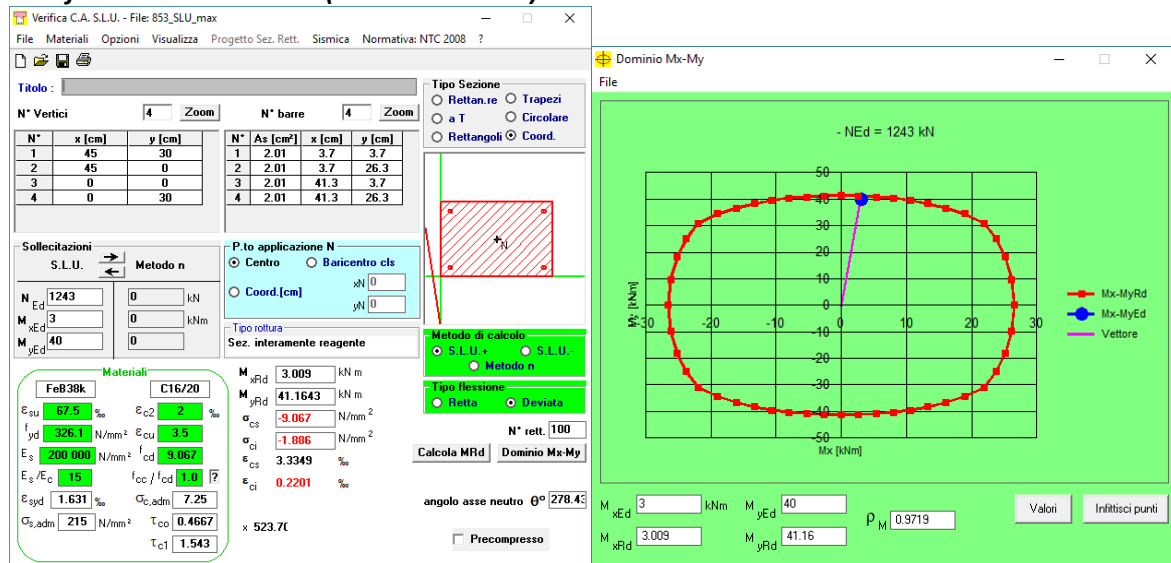


FS = 0.98 < 1.0

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 853; Nodo I[571]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(min);
N = -1109.65 kN My = -39.24 kNm Mz = -0.57 kNm; FS(approccio semplificato) 1.03
- Elem. 2110; Nodo I[1356]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(min);
N = -1111.39 kN My = -40.32 kNm Mz = -0.19 kNm; FS(approccio semplificato) 1.046
- Elem. 553; Nodo I[348]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(max);
N = -1243.15 kN My = 38.72 kNm Mz = 2.61 kNm; FS(approccio semplificato) 1.679
- Elem. 1810; Nodo I[1133]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. SLU 2(max);
N = -1240.36 kN My = 37.26 kNm Mz = 3.11 kNm; FS(approccio semplificato) 1.638

Riverifica su dominio reale (non linearizzato):

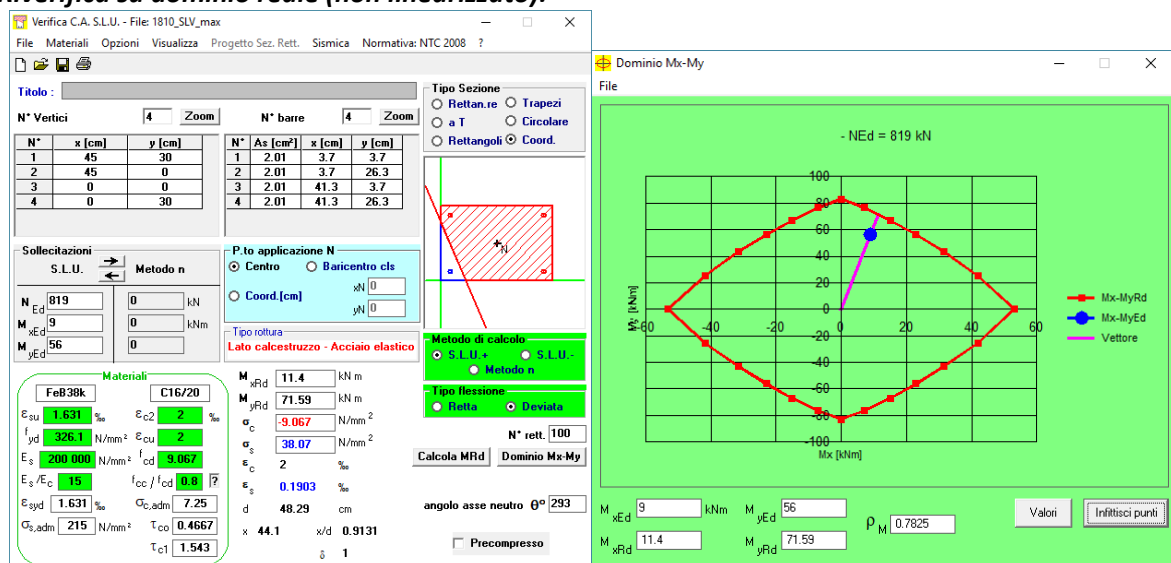


FS = 0.98 < 1.0

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 1810; Nodo I[1133]; Interpiano P1-P2; Sez. 45x30_4f16; Comb. ENV SLV(max);
N = -819.325 kN My = 56.31 kNm Mz = 9.26 kNm; FS(approccio semplificato) 1.057

Riverifica su dominio reale (non linearizzato):

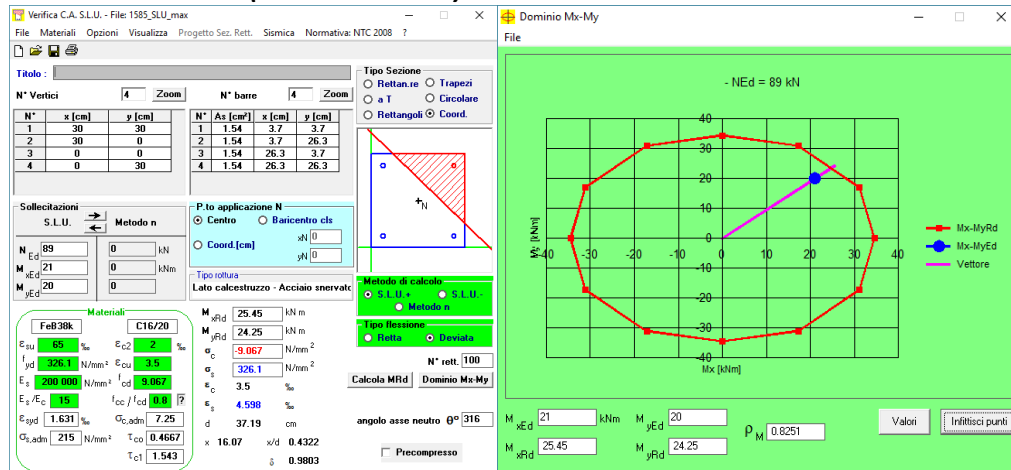


FS = 0.78 < 1.0

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 106; Nodo J[96]; Interpiano P5-COP; Sez. 30x30_6f14; Comb. SLU 2(max);
N = -88.53 kN My = 21.07 kNm Mz = 16.2 kNm; FS(approccio semplificato) 1.023
- Elem. 1585; Nodo J[1009]; Interpiano P5-COP; Sez. 30x30_4f14; Comb. SLU 2(max);
N = -172.74 kN My = 20.29 kNm Mz = 19.65 kNm; FS(approccio semplificato) 1.034
- Elem. 328; Nodo J[224]; Interpiano P5-COP; Sez. 30x30_4f14; Comb. SLU 2(max);
N = -172.93 kN My = 20.84 kNm Mz = 19.94 kNm; FS(approccio semplificato) 1.056

Riverifica su dominio reale (non linearizzato):

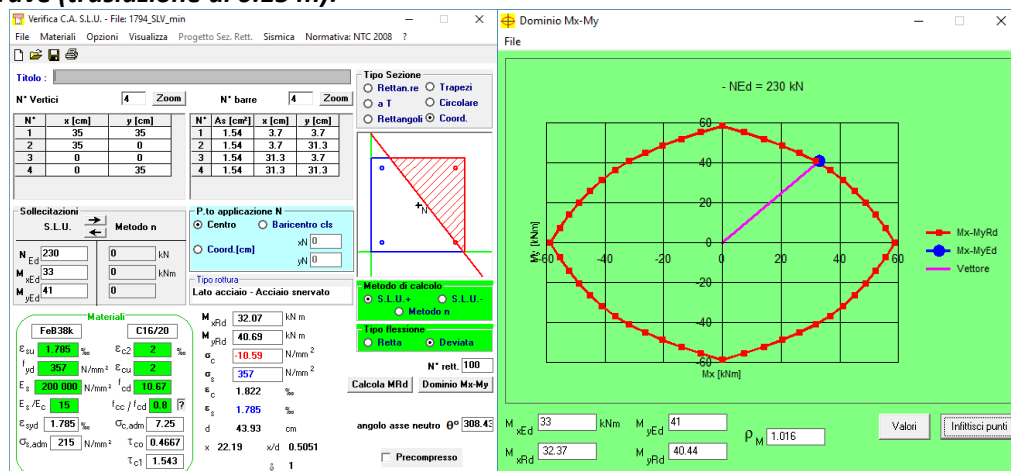


FS = 0.83 < 1.0

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 537; Nodo J[334]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. ENV SLV(max);
N = -230.785 kN My = 9.02 kNm Mz = -42.38 kNm; FS(approccio semplificato) 1.029
- Elem. 1794; Nodo J[1119]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. ENV SLV(max);
N = -229.525 kN My = 9.48 kNm Mz = -42.4 kNm; FS(approccio semplificato) 1.041
- Elem. 1794; Nodo J[1119]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. ENV SLV(min);
N = -229.525 kN My = -35.85 kNm Mz = -44.24 kNm; FS(approccio semplificato) 1.607
- Elem. 537; Nodo J[334]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. ENV SLV(min);
N = -239.09 kN My = -35.7 kNm Mz = -44.67 kNm; FS 1.609

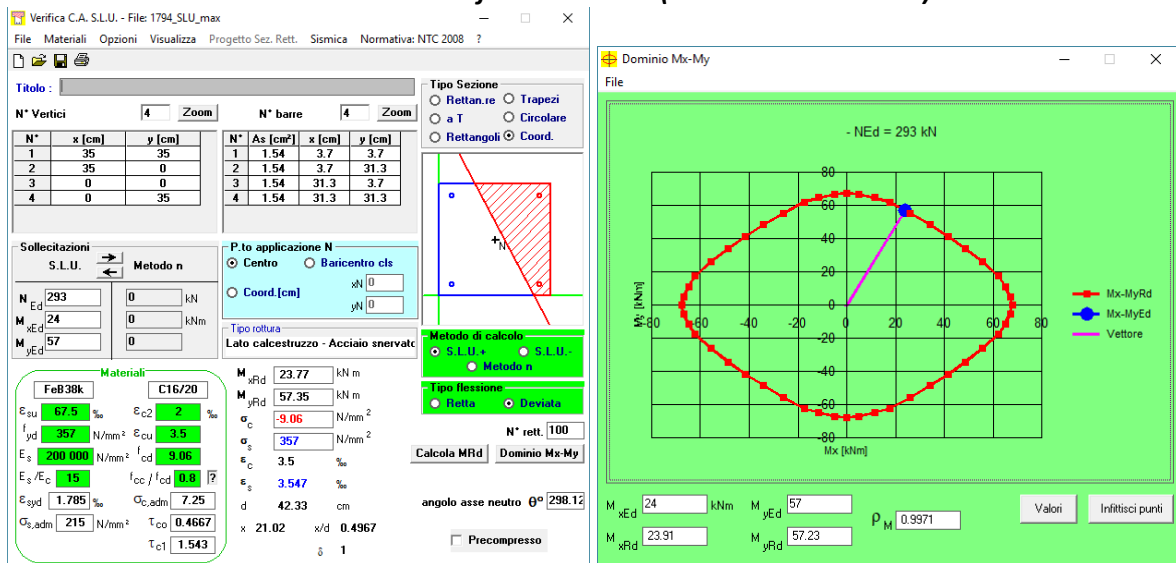
Riverifica su dominio reale (non linearizzato), valutato con f_{yd} pari a 357 MPa (da prove, § 3.3.2), assumendo $\alpha_{cc} = 1.0$ (anziché 0.85, azione impulsiva) e considerando i momenti sollecitanti al filo della trave (traslazione di 0.15 m):



FS = 1.016 ≈ 1.0

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 1794; Nodo J[1119]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. SLU 2(max);
N = -290.29 kN My = -11.27 kNm Mz = -51.12 kNm; FS(approccio semplificato) 1.122
 - Elem. 537; Nodo J[334]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. SLU 2(max);
N = -291.61 kN My = -11.75 kNm Mz = -51.39 kNm; FS(approccio semplificato) 1.133
 - Elem. 537; Nodo J[334]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. SLU 2(min);
N = -291.61 kN My = -25.26 kNm Mz = -60.52 kNm; FS(approccio semplificato) 1.539
 - Elem. 1794; Nodo J[1119]; Interpiano P5-COP; Sez. 35x35_4f14; Comb. SLU 2(min);
N = -290.29 kN My = -25.57 kNm Mz = -60.31 kNm; FS(approccio semplificato) 1.545
- Riverifica su dominio reale (non linearizzato), valutato con f_{yd} pari a 357 MPa (da prove, § 3.3.2) e considerando i momenti sollecitanti al filo della trave (traslazione di 0.15 m):**

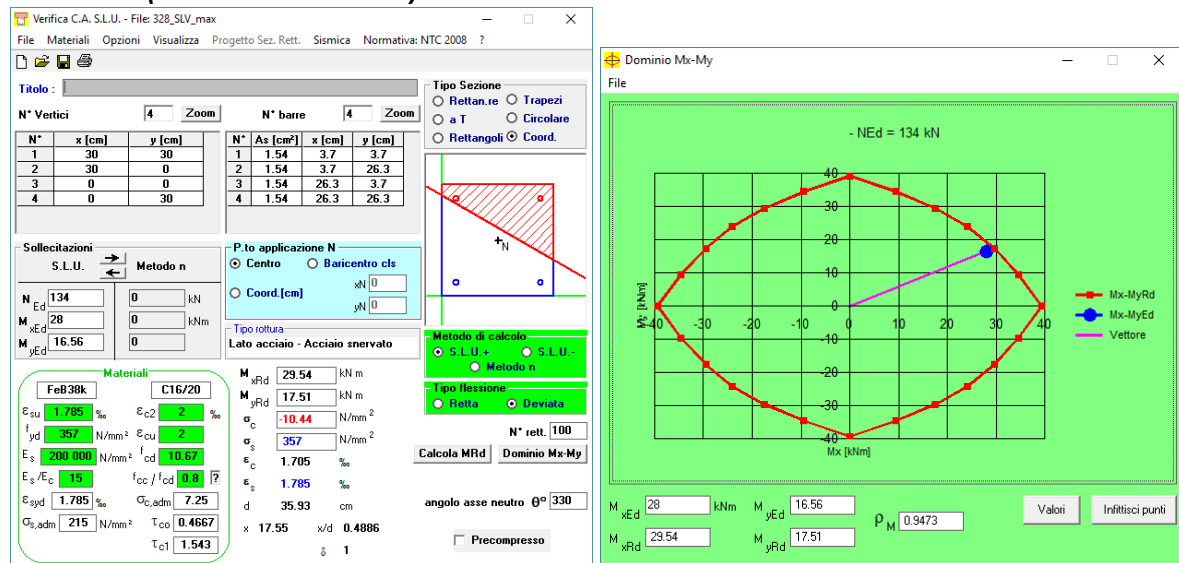


$$FS = 0.99 < 1.0$$

La verifica è soddisfatta.

- Elem. 562; Nodo J[358]; Interpiano P5-COP; Sez. 30x30_4f14; Comb. ENV SLV(min);
N = -165.44 kN My = -21.35 kNm Mz = 22.41 kNm; FS(approccio semplificato) 1.154
- Elem. 1819; Nodo J[1143]; Interpiano P5-COP; Sez. 30x30_4f14; Comb. ENV SLV(min);
N = -164.54 kN My = -21.17 kNm Mz = 22.53 kNm; FS(approccio semplificato) 1.155
- Elem. 328; Nodo J[224]; Interpiano P5-COP; Sez. 30x30_4f14; Comb. ENV SLV(max);
N = -134.275 kN My = 26.28 kNm Mz = 15.55 kNm; FS(approccio semplificato) 1.197
- Elem. 1585; Nodo J[1009]; Interpiano P5-COP; Sez. 30x30_4f14; Comb. ENV SLV(max);
N = -133.73 kN My = 27.93 kNm Mz = 15.21 kNm; FS(approccio semplificato) 1.237

Riverifica su dominio reale (non linearizzato), valutato con f_{yd} pari a 357 MPa (da prove, § 3.3.2), assumendo $\alpha_{cc} = 1.0$ (anziché 0.85, azione impulsiva) e considerando i momenti sollecitanti al filo della trave (traslazione di 0.15 m):



$$FS = 0.94 < 1.0$$

La verifica è soddisfatta.

12.3.2.3 Verifica degli effetti d'eccentricità indotte dagli isolatori

Gli spostamenti dell'edificio isolato in condizioni sismiche comportano un'eccentricità alla base dei pilastri che genera delle sollecitazioni di taglio e momento che sono di seguito verificate.

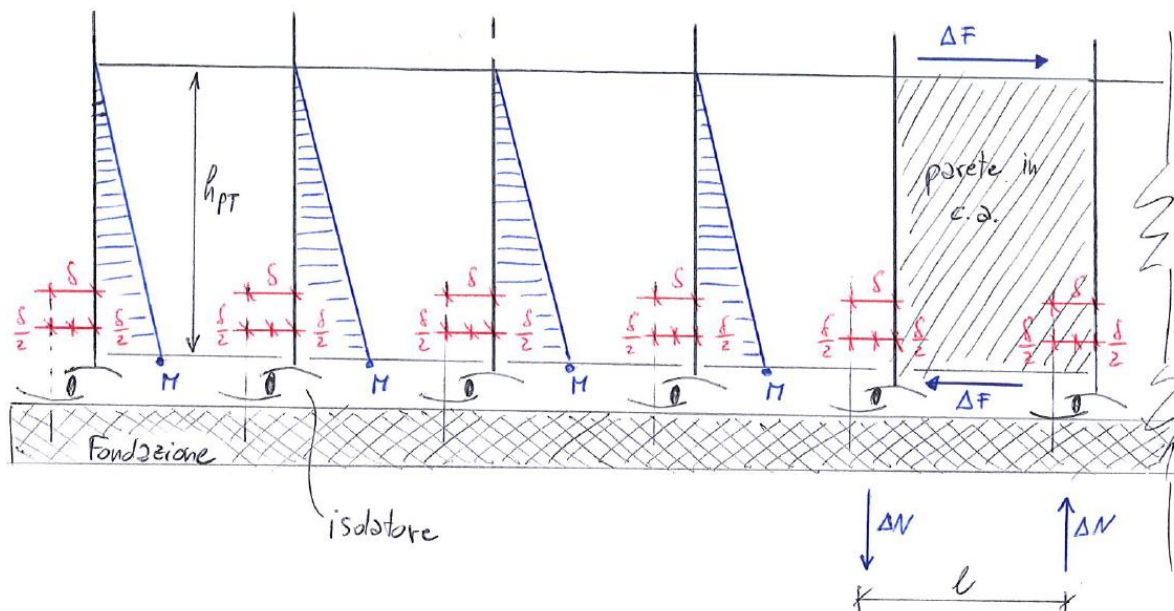


Figura 88: Schema statico per eccentricità.

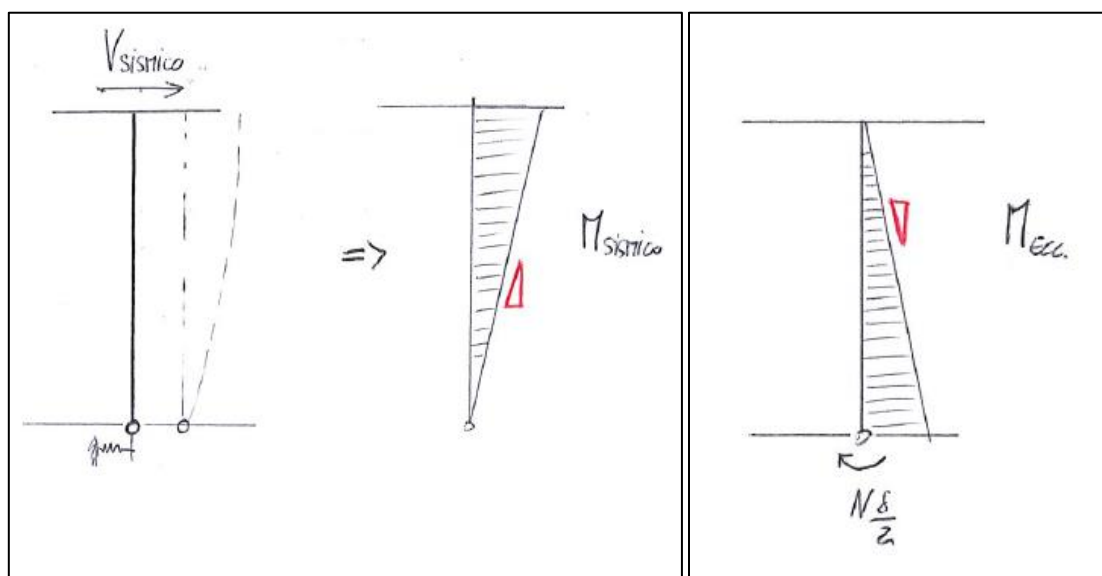


Figura 89: Diagrammi del momento – confronto tra diagramma da azioni sismiche (sinistra) e diagramma da eccentricità (destra).

Si ipotizza lo schema in Figura 88 e Figura 89, di tipo ingegneristico, secondo cui:

- L'eccentricità alla base di ogni colonna induce un momento alla base che si sviluppa lungo il fusto della stessa tra piano terra e piano primo mediante un diagramma triangolare fino al nullo al piano primo;
- La sovrapposizione di tale diagramma con quello del momento da azioni statiche e/o sismiche genera momenti al più uguali ai massimi valori che si riscontrano nei due diagrammi relativi ai due contributi presi singolarmente. Le verifiche a flessione già condotte nel presente capitolo (per la sezione in sommità al pilastro) unitamente alla seguente sono pertanto sufficienti a garantire la sicurezza nei confronti della flessione nei pilastri.
- Il diagramma lineare del momento da eccentricità induce un taglio ΔF_i di segno opposto al taglio sismico, pertanto il taglio da eccentricità si sottrae a quello da sisma. La verifica a taglio già condotta nel presente capitolo unitamente alle seguenti sul solo $V = \Delta F_i$ garantisce la sicurezza nei confronti di detta sollecitazione.
- Il taglio che si genera sui pilastri viene riportato da solai e travi alle pareti in c.a. di nuova realizzazione. Su queste ultime nasce quindi un momento che si traduce in un incremento/decremento di azione assiale sui pilastri di estremità del setto stesso.

Geometrie:

Interpiano di calcolo $h_{PT \rightarrow P1}$	2.58 m
Interasse tra pilastri interessati da pareti l	4÷4.3 m

Sollecitazioni:

Sforzo assiale min (compr.) SLE nei pilastri N_{min} (Tabella 8)	590 kN
Sforzo assiale max (compr.) SLE nei pilastri N_{max} (Tabella 8)	1200 kN
Spostamento massimo SLV dell'isolatore δ (§ 10.3.3)	45 mm
Momento indotto alla base del pilastro $M = N \cdot \delta / 2 \approx 1200 \times 0.025 =$	30 kNm
Taglio indotto nel fusto della colonna $V = \Delta F_i = M / h_{PT \rightarrow P1} =$	11.6 kN

Verifica a pressoflessione N_{min} :

Dimensioni pilastro (cautelative)	40×40 cm
Sforzo assiale min (compr.) SLE nei pilastri N_{min} (Tabella 8)	590 kN
Eccentricità $e = M / N = 30 / 590 \times 1000 =$	51 mm
Dimensione ridotta $B' = B - 2 \cdot e = 400 - 2 \times 51 =$	298 mm
Area ridotta $A' = B' \cdot B' = 298 \times 298 =$	8.88e4 mm ³
Tensione nella sezione ridotta $\sigma_c = N / A' = 590e3 / 8.88e4 =$	6.64 MPa
Resistenza a compressione calcestruzzo f_{cd} ($\alpha_{cc} = 1.0$)	11.1 MPa

$$\sigma_c < f_{cd}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica a pressoflessione N_{max} :

Dimensioni pilastro (cautelative)	40×40 cm
Sforzo assiale max (compr.) SLE nei pilastri N_{max} (Tabella 8)	1200 kN
Eccentricità $e = M/N = 30/1200 \times 1000 =$	25 mm
Dimensione ridotta $B' = B - 2 \cdot e = 400 - 2 \times 25 =$	350 mm
Area ridotta $A' = B' \cdot B' = 350 \times 350 =$	1.23e5 mm ²
Tensione nella sezione ridotta $\sigma_c = N/A' = 1200e3/1.23e5 =$	9.76 MPa
Resistenza a compressione calcestruzzo f_{cd} ($\alpha_{cc} = 1.0$)	11.1 MPa
$\sigma_c < f_{cd}$	

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio:

Taglio indotto nel fusto della colonna $V = \Delta F_i = M/h_{PT \rightarrow P1} =$	11.6 kN
Taglio resistente V_{Rd} (minimo tra quelli di cui al § 12.3.2.1)	72 kN
$V < V_{Rd}$	

La verifica è soddisfatta.

Valutazione ΔN su colonne:

Azione verticale totale allo SLV N_{TOT}	31500 kN
Spostamento massimo SLV dell'isolatore δ (§ 10.3.3)	45 mm
Momento complessivo $M_{TOT} = N_{TOT} \cdot e = 31500 \times 0.025 =$	790 kN
Forza orizzontale complessiva $\Delta F_{TOT} = M_{TOT}/h_{PT \rightarrow P1} = 790/2.58 =$	306 kN
Numero minimo n di setti in una singola direzione (X o Y)	4
Variazione di sforzo assiale nei pilastri interessati dai setti $\Delta N =$	
$\Delta N = M_{TOT}/n/l = 306/4/4 =$	19 kN
Azione verticale complessiva nucleo N_{nucleo} (Tabella 8)	966 kN
Variazione su sforzo assiale minimo:	
$\Delta N/\min(N_{min}; N_{nucleo}/2)/100 = 19/483/100 =$	4%

L'effetto dell'eccentricità dovuta agli spostamenti dell'isolatore si attesta su un **incremento o decremento del 4% (condizione più gravosa) dello sforzo assiale** nei pilastri/appoggi nucleo interessati dalla presenza dei setti in c.a. tra piano terra e primo. **Tale percentuale è trascurabile e non comporta effetti apprezzabili sugli elementi.**

12.4 Verifica dei telai trasversali

I telai trasversali, come già accennato in precedenza (punto 1 §12.2), sono ipotizzati non partecipanti ai meccanismi di controventamento e, pertanto, vengono verificati esclusivamente sulle combinazioni SLU senza carichi orizzontali (vento né sisma).

12.4.1 Verifica travi

12.4.1.1 Verifica telai 1-12-13, 6-7-18 e 6-7-18 (simmetrico)

Si riporta l'esito delle verifiche sulle travi in analogia a quanto fatto per le travi longitudinali in precedenza.

Le verifiche di tutti e tre i telai trasversali vengono qui riportate. Si fa notare che:

- I telai non reggono alcun solaio, ma solo tamponamenti esterni o di divisione → sono stati imposti i medesimi carichi sulle travi sia per tamponamenti interni che esterni;
- le sezioni delle travi sono le medesime;
- non sono presenti effetti da carichi orizzontali sulla struttura.

Si conclude che i telai sono identici per geometrie, sezioni e regime di sollecitazioni (SLU): la verifica, pertanto, può essere condotta su uno solo di questi.

Seguono tabelle riassuntive che per ogni piano individuano i tassi di lavoro massimi per le azioni flettenti (f.s. M) e taglianti (f.s. V).

f.s. M max		f.s. V max	
COP	0.26	COP	0.21
P5	0.46	P5	0.40
P4	0.46	P4	0.41
P3	0.47	P3	0.41
P2	0.46	P2	0.39
P1	0.65	P1	0.53

Come si può constatare, nelle ipotesi fatte, **tutte le verifiche delle travi sono soddisfatte**. Di seguito si riportano le tabelle di verifica per esteso.

PILASTRI		6		7	18
		APP	CAMP	APP	CAMP
COP	punti MIDAS	1586	1602	1626	1642
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4	0.4
	M _{max} [kNm]	-1.25	5.90	-11.03	16.28
	M _{min} [kNm]	-2.65	3.88	-15.24	11.07
	V [kN]	13.17	3.32	23.07	1.09
		(2F10+2F12_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10+7F12_2F12)	(2F10_5F12)
	M _{Rd} + [kNm]	24.63	26.30	24.63	62.41
	M _{Rd} - [kNm]	-43.10	-17.30	-101.70	-17.26
		OK	OK	OK	OK
		st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
	V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00
		OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.06	0.22	0.15	0.26
	f.s. V	0.12	0.03	0.21	0.01

P5	punti MIDAS	1584	1601	1624	1641
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4	0.4
	M _{max} [kNm]	-4.15	12.19	-20.45	26.55
	M _{min} [kNm]	-6.83	9.20	-33.40	20.16
	V [kN]	26.65	5.45	44.13	1.62
		(2F10+2F12_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10+7F12_2F12)	(2F10_5F12)
	M _{Rd} + [kNm]	24.63	26.30	24.63	62.41
	M _{Rd} - [kNm]	-43.10	-17.30	-101.70	-17.26
		OK	OK	OK	OK
		st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
	V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00
		OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.16	0.46	0.33	0.43
	f.s. V	0.24	0.05	0.40	0.01

P4	punti MIDAS	1582	1600	1622	1640
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4	0.4
	M _{max} [kNm]	-3.76	12.15	-20.92	26.27
	M _{min} [kNm]	-6.00	9.16	-34.81	19.94
	V [kN]	26.22	5.70	44.53	2.02
		(2F10+2F12_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10+7F12_2F12)	(2F10_5F12)
	M _{Rd} + [kNm]	24.63	26.30	24.63	62.41
	M _{Rd} - [kNm]	-43.10	-17.30	-101.70	-17.26
		OK	OK	OK	OK
		st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
	V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00
		OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.14	0.46	0.34	0.42
	f.s. V	0.24	0.05	0.41	0.02

PILASTRI		6 APP	CAMP	7 APP	CAMP	18 APP
P3	punti MIDAS	1580	1599	1620	1639	1660
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4
	M _{max} [kNm]	-3.18	12.47	-21.03	25.92	-18.23
	M _{min} [kNm]	-5.13	9.40	-35.23	19.70	-24.17
	V [kN]	25.94	5.89	44.57	2.06	40.66
		(2F10+2F12_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10+7F12_2F12)	(2F10_5F12)	(2F10+4F12_2F12)
	M _{Rd} + [kNm]	24.63	26.30	24.63	62.41	24.63
	M _{Rd} - [kNm]	-43.10	-17.30	-101.70	-17.26	-67.08
		OK	OK	OK	OK	OK
		st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
	V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
		OK	OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.12	0.47	0.35	0.42	0.36
	f.s. V	0.24	0.05	0.41	0.02	0.37

P2	punti MIDAS	1578	1598	1618	1638	1658
40 x 40	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4
	M _{max} [kNm]	-4.51	11.99	-20.32	23.89	-23.07
	M _{min} [kNm]	-6.97	9.09	-32.80	18.19	-30.75
	V [kN]	26.63	5.13	43.00	0.49	42.28
		(2F10+2F12_2F12)	(2F10_2F12)	(2F10+7F12_2F12)	(2F10_5F12)	(2F10+4F12_2F12)
	M _{Rd} + [kNm]	24.63	26.30	24.63	62.41	24.63
	M _{Rd} - [kNm]	-43.10	-17.30	-101.70	-17.26	-67.08
		OK	OK	OK	OK	OK
		st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25	st F8/25
	V _{Rd} [kN]	109.00	109.00	109.00	109.00	109.00
		OK	OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.16	0.46	0.32	0.38	0.46
	f.s. V	0.24	0.05	0.39	0.00	0.39

P1	punti MIDAS	1576	1597	1616	1637	1656
90 x 25	L _{pi} [m]	0.4		0.4		0.4
	M _{max} [kNm]	-7.26	13.31	-21.93	26.22	-28.55
	M _{min} [kNm]	-9.65	10.12	-37.84	19.88	-37.25
	V [kN]	31.16	4.90	49.05	0.20	48.77
		(4F14_4F14)	(4F14_4F14)	(6F14_6F14)	(6F14_6F14)	(6F14_6F14)
	M _{Rd} + [kNm]	37.78	40.53	55.56	58.40	55.56
	M _{Rd} - [kNm]	-40.53	-37.78	-58.40	-55.56	-58.40
		OK	OK	OK	OK	OK
		non arm	non arm	non arm	non arm	non arm
	V _{Rd} [kN]	80.00	80.00	92.00	92.00	92.00
		OK	OK	OK	OK	OK
	f.s. M	0.24	0.33	0.65	0.45	0.64
	f.s. V	0.39	0.06	0.53	0.00	0.53

 <div> <div>LAIRA SRL</div> <div>Via taglioamento 8 – Montegrotto Terme</div> <div>Ing. Massimiliano Lazzari</div> </div>	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	<i>A2. Relazione tecnica strutturale</i>

12.4.2 **Verifica pilastri**

Le verifiche dei pilastri di cui al § 12.3.2 già includono le sollecitazioni indotte dai telai 1-12-13 e 6-7-18 e pertanto si rimanda a tali verifiche.

12.5 Verifica nucleo ascensore

Al nucleo ascensore, come già accennato al punto 1 del §12.2, si affidano la totalità delle forze orizzontali in direzione trasversale (Y). Il nucleo deve sopportare anche parte delle forze sismiche e da vento in direzione longitudinale insieme ai telai nella medesima direzione. In condizioni statiche il nucleo deve resistere solamente all'azione del vento, che tuttavia risulta più elevata del sisma a seguito dell'intervento d'isolamento.

Il grado d'incastro alla base dell'edificio viene fornito dai setti di nuova realizzazione al piano terra. Il calcolo delle armature di questi ultimi è stato svolto con meccanismi puntone – tirante, la relativa verifica non è qui riportata per brevità, ma è disponibile nelle minute di studio.

Come si dimostra in seguito la capacità portante del nucleo non è sufficiente a resistere nei confronti dell'azione del vento, né del sisma (pur ridotto a seguito dell'isolamento), pertanto si è realizzato l'intervento di rinforzo mediante placcaggio interno del nucleo con piatti metallici in acciaio S450.

12.5.1 Verifica nuclei senza interventi

12.5.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riporta la verifica a pressoflessione dei nuclei sulle sollecitazioni orizzontali in direzione trasversale (Y) massime tra quelle indotte dal vento (SLU) e quelle indotte del sisma (SLV). Le prime, nella fattispecie, risultano preponderanti in termini di taglio complessivo, 1481 kN, e flessione alla base (solaio al piano terra) di circa 7500 kNm. La verifica della sezione è stata condotta con VCASLU in analogia a quanto fatto in precedenza per gli altri elementi, con uno sforzo normale agente alla base pari a quello minimo (a favore di sicurezza) in condizioni SLU, ossia $N_{Ed} = 600$ kN.

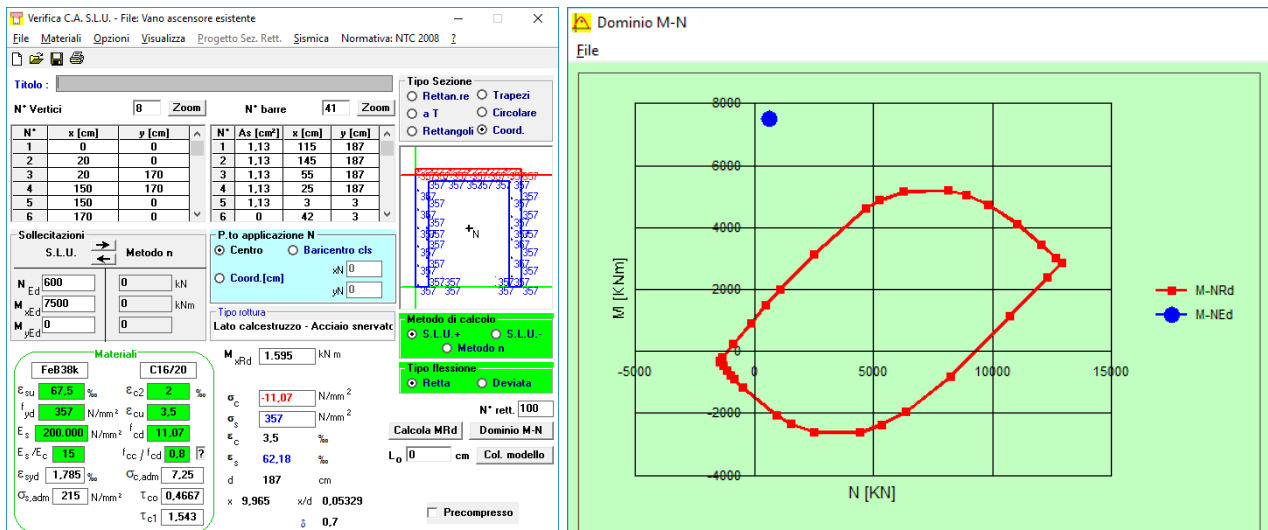


Figura 90: Verifica a pressoflessione con VCASLU del nucleo ascensore alla base della struttura isolata.

Come si evince dalla figura soprastante il nucleo ascensore esistente non è verificato nei confronti delle forze orizzontali da vento. Inoltre si evidenzia che nella verifica non è neanche stato considerato il contributo di sollecitazione dovuto all'azione del vento longitudinale, la quale

aggraverebbe ulteriormente la verifica. Si procede dunque alla progettazione dell'intervento di rinforzo.

12.5.1.2 Verifica a taglio del vano ascensore

Il massimo taglio agente sul vano ascensore è quello dovuto al vento, pari a $1481 \text{ kN} / 2 = 740.5 \text{ kN}$ su ciascun vano ascensore, quindi pari a 370.3 kN su ciascuna anima del vano ascensore.

Il vano è armato a taglio con staffe $\Phi 8 / 30 \text{ cm}$, la verifica è condotta secondo NTC18 considerando una sezione rettangolare pari all'anima $190 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ della sezione a "C":

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale	
calcestruzzo	C16/20
f_{ck} (Mpa)	16.00
α_{cc}	0.85
f_{cd} (Mpa)	9.07
acciaio	FeB44k
f_y (Mpa)	376.00
f_{yd} (Mpa)	326.96
altezza sezione h (mm)	1900.00
larghezza sezione b_w (mm)	200.00
copriferro netto c (mm)	26.00
altezza utile sezione d (mm)	1874.00
braccio della forza ($0.9 \cdot d$ mm)	1686.60
diametro armatura trasversale (mm)	8.00
numero bracci	2.00
interasse tra le armature trasversali (mm)	300.00
area dell'armatura trasversale A_{sw} (mm ²)	100.53
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	461.78
V_{Rcd} (kN)	527.47
V_{Rd} (kN)	461.78
V_{sd} (kN)	370.30

verificato

Figura 91: Verifica a taglio del vano ascensore.

La verifica a taglio del vano ascensore è soddisfatta, non servono rinforzi a taglio.

12.5.2 Descrizione intervento di rinforzo

I nuclei ascensore sono rinforzati mediante piatti di rinforzo in acciaio S450 ancorati alle pareti interne del vano. La disposizione dei piatti è stata studiata per ridurre al minimo l'ingombro ed evitare possibili interferenze con l'impiantistica dell'ascensore e con il movimento dello stesso. Di seguito alcune immagini dell'intervento:

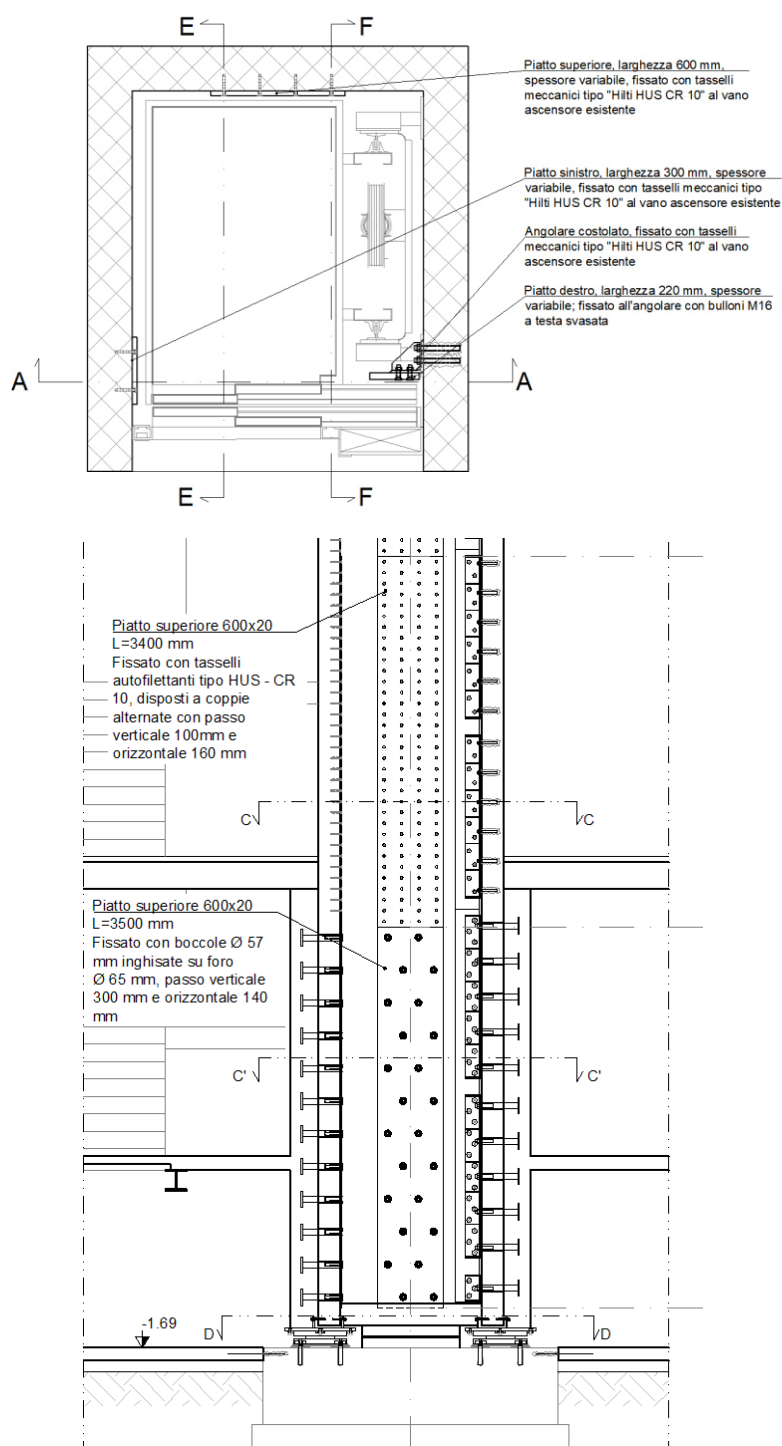


Figura 92: Interventi di rinforzo del vano ascensore.

Sul lato superiore e su quello sinistro s'installano alla base piatti da 600 x 20 mm e 300 x 20 mm rispettivamente, che poi vanno a rastremare in altezza. Sul lato destro, per non interferire con il passaggio dell'ascensore in movimento e con le staffe di ancoraggio delle guide verticali dell'ascensore, vengono fissati degli angolari 150x10, tra una staffa di ancoraggio e l'altra, di lunghezza circa 1500 mm fissati con inghisaggi al vano ascensore, sugli angolari viene fissato il piatto di rinforzo vero e proprio da 220 x 30 mm, quest'ultimo a rastremare lungo l'altezza. Gli angolari, che sono considerati in acciaio S355, sono opportunamente costolati e fissati al vano ascensore, in modo da bloccare qualsiasi sbandamento del piatto di rinforzo. Sui piatti e sull'angolare inghisati al muro si dispone il doppio dei fori per facilitare le operazioni di fissaggio, evitando possibili interferenze con le armature del muro in fase di foratura.

I piatti fungono da rinforzo fino alla sommità del piano terra (circa fino a 30 cm sotto all'intradosso del solaio al piano primo) e collaborano con il c.a. del vano ascensore originario tramite i tasselli. Ai piani superiori questo intervento consente di ridurre al minimo l'interferenza con le attività dei condomini. Al piano terra è invece possibile intervenire realizzando nuovi setti di rinforzo. Pertanto lo sforzo viene trasferito dai piatti di rinforzo ai nuovi setti per mezzo di boccole Φ 57 passanti dal vecchio vano ascensore al nuovo sistema di setti; le boccole sono fissate ai piatti mediante viti M30. Per assicurare un'efficace trasmissione dello sforzo tra il vecchio e il nuovo setto si dispongono anche ferri Φ 20 ad uncino a quinconce passo 40 cm inghisati nel vano ascensore esistente.

12.5.3 Verifica interventi

Si verificano i vani ascensore rinforzati con le seguenti sollecitazioni agenti determinate a partire dal modello numerico:

Piano	H [m]	SLU			SLV		
		N _{Ed} [kN]	M _{x,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]	N _{Ed} [kN]	M _{x,Ed} [kNm]	M _{y,Ed} [kNm]
P5	15.56	120	386	148	120	363	198
P4	12.36	226	1175	146	226	979	192
P3	9.16	332	2677	211	332	2066	224
P2	5.96	438	4470	370	438	3226	424
P1	2.75	544	6605	805	544	4133	716
PT	2.15	582	7082	863	582	4191	727

Tabella 10: Sollecitazioni agenti sul vano ascensore agli SLU e agli SLV a seguito dell'intervento d'isolamento.

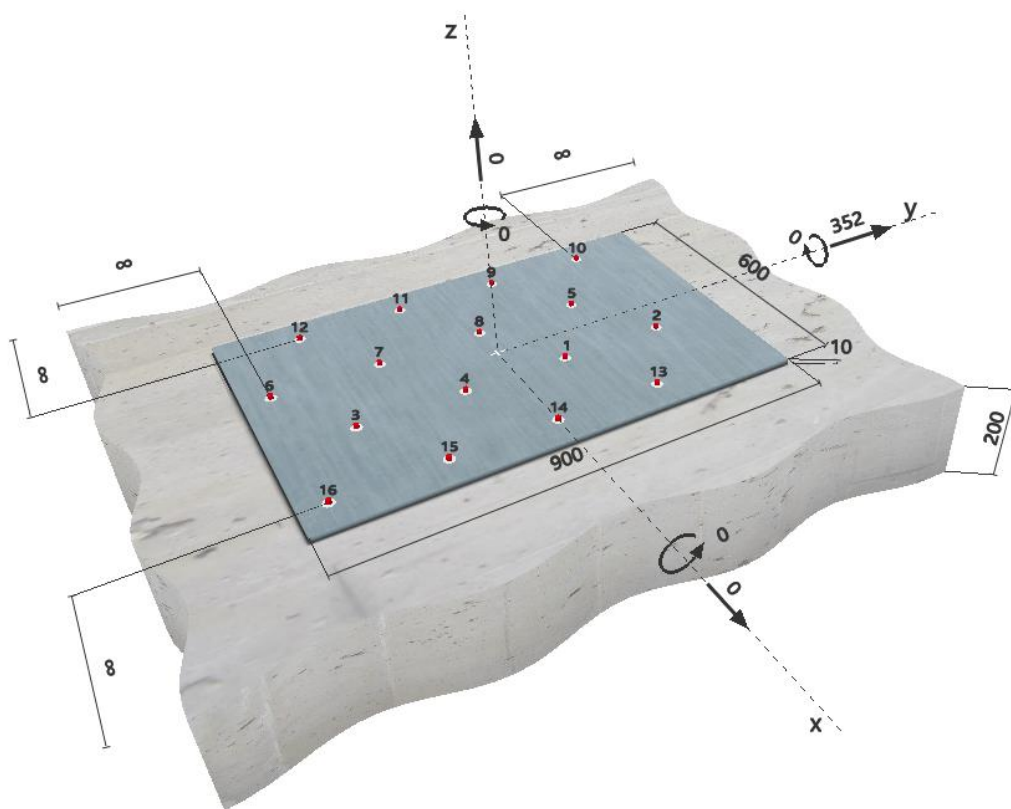
Le sollecitazioni assiali devono intendersi come minimi (a favore di sicurezza) sforzi normali di compressione (agli SLU sono considerati quelli della combinazione quasi permanente con il vento come carico massimo), mentre le sollecitazioni di momento (attorno X momento trasversale, attorno Y momento longitudinale) possono avere entrambi i segni essendo dovute a vento (SLU) o sisma (SLV). Le sollecitazioni al piano terra (PT) sono prese a 30 cm dall'intradosso del solaio al piano terra, dove si ammette che lo sforzo inizi a trasferirsi dal vano ascensore al nuovo setto. Gli sforzi di momento aggiuntivi tra il solaio del piano primo e la base del piano terra si assume che vengano trasferiti direttamente tutti dai nuovi setti.

Il calcolo della resistenza del vano ascensore è fatto mediante VCASLU inserendo come area di armatura equivalente i piatti di rinforzo. La resistenza dei piatti di rinforzo è calcolata come minimo tra:

- La forza trasmessa dalla resistenza dei tasselli di ancoraggio;
- La resistenza a trazione del piatto;
- La resistenza ultima della sezione netta del piatto;
- La resistenza a compressione per instabilità del piatto, supposto vincolato allo sbandamento grazie ai tasselli di ancoraggio, come lunghezza di libera inflessione è stato considerato cautelativamente il valore $0.6 \times p_1$ secondo le indicazioni della Tabella 4.2.XVIII delle NTC18.

12.5.3.1 Calcolo della resistenza dei tasselli del piatto superiore

Si dispongono tasselli autofilettanti Φ 10 mm con testa svasata (per ridurre l'ingombro all'interno del vano ascensore) disposti alternati a passo verticale di 200 mm e orizzontale di 320 mm su quattro colonne verticali, con profondità di posa di almeno 70 mm. Si riporta la verifica con il software Hilti PROFIS Anchor supponendo l'impiego di tasselli tipo "HUS-CR 10", nel calcolo sono state considerate 4 file per tenere conto della rottura per effetto gruppo. Lo sforzo di trazione verticale per il piatto diventa taglio sui tasselli di ancoraggio. Di seguito gli screen della verifica:



4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo ρ_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	22,000	22,000	100	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	352,000	366,674	96	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]
33,000	1,500	22,000	22,000

4.2 Rottura per pryout

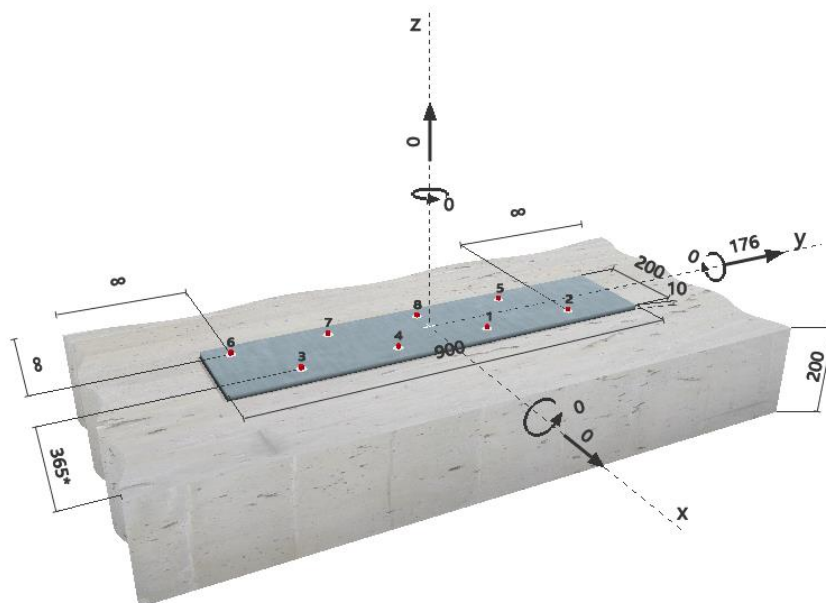
$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
579309	45369	107	213	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
21,537	1,500	366,674	352,000		

Figura 93: Verifica a taglio dei tasselli sul piatto superiore.

Dal calcolo si evince che ciascun tassello, tenendo in considerazione l'effetto gruppo, resiste a 22 kN per taglio. Pertanto, essendo presenti due tasselli ogni 100 mm, la forza massima trasmessa dai tasselli vale $22 \text{ kN} \times 2 / 0.1 \text{ m} = 440 \text{ kN/m}$

12.5.3.2 Calcolo della resistenza dei tasselli del piatto sinistro

Si dispongono tasselli autofilettanti $\Phi 10 \text{ mm}$ con testa svasata in analogia al piatto superiore, ma disposti su due colonne verticali anziché quattro a passo di 220 mm. Si riporta la verifica in analogia a quanto fatto in precedenza tenendo conto della rottura per effetto gruppo. Di seguito gli screen della verifica:



4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	22,000	22,000	100	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	176,000	177,244	100	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x***	88,000	151,088	59	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{R,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]
33,000	1,500	22,000	22,000

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
280029	45369	107	213	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{sp,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{R,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
21,537	1,500	177,244	176,000		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

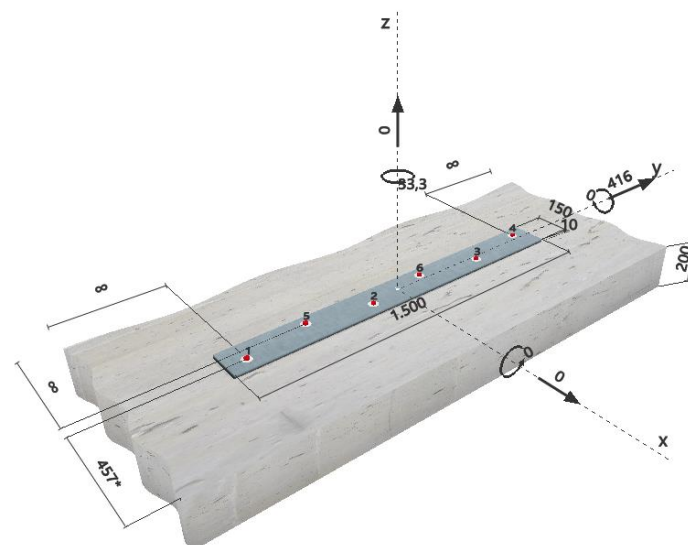
l [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
71	10,0	1,700	0,044	0,049	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
365	339000	599513			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{ec,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,655	2,500	0	1,000	1,200
$V_{R,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
80,746	1,500	151,088	88,000		

Figura 94: Verifica a taglio dei tasselli sul piatto sinistro.

Dal calcolo si evince sempre che ciascun tassello, resiste a 22 kN per taglio. Pertanto, essendo presente un tassello ogni 100 mm, la forza massima trasmessa dai tasselli vale $22 \text{ kN} / 0.1 \text{ m} = 220 \text{ kN/m}$

12.5.3.3 Calcolo della resistenza dei tasselli di ancoraggio dell'angolare di ritegno del piatto destro

Per fissare l'angolare al vano ascensore si dispongono tasselli con barre filettate $\Phi 20 \text{ mm}$ inghisate con ancorante chimico tipo "HIT-RE 500 V3" per 150 mm. Le barre si dispongono alternate a passo di 270 mm e sfalsate di 50 mm in orizzontale. Si considera il momento torcente dovuto all'eccentricità di 80 mm con cui è applicato il carico sul piatto di rinforzo rispetto all'asse della tassellatura. La verifica è riportata in analogia a quanto fatto in precedenza tenendo conto della rottura per effetto gruppo. Di seguito gli screen della verifica per i 6 tasselli disposti su un angolare:



4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	69,679	78,400	89	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	68,186	71,301	96	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	204,557	226,024	91	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]
98,000	1,250	78,400	69,679

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
130500	202500	225	450	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
82 980	1 500	71 301	68 186		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β	
150	20,0	2,400	0,057	0,053	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
457	490200	939821			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,851	2,351	62	0,918	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
162.751	1.500	226.024	204.557		

Figura 95: Verifica a taglio dei tasselli sull'angolare di fissaggio del piatto destro.

Dal calcolo si evince che i 6 tasselli di ancoraggio di ciascun angolare portano 416 kN, circa 69 kN a tassello.

12.5.3.4 Calcolo della resistenza a taglio dei bulloni di collegamento tra il piatto destro e l'angolare

Si verifica che i 12 bulloni M16 Cl. 10.9 disposti in corrispondenza a ciascuno degli angolari siano in grado di trasferire almeno i 416 kN caricati dai 6 tasselli.

Il taglio agente su ciascun bullone è:

$$V_{Ed} = 416/12 = 34.7 \text{ kN} < F_{V,Rd} = 62.8 \text{ kN}$$

Si verifica inoltre che i 33 bulloni M20 Cl. 10.9, disposti in corrispondenza agli angolari di base, siano in grado di trasferire lo sforzo di 416 kN x 6 = 2496 kN (caricato dai 6 angolari precedenti) dentro agli angolari al piano terra che poi lo trasferiranno mediante le boccole al nuovo setto al piano terra.

Il taglio agente su ciascun bullone è:

$$V_{Ed} = 2496/33 = 75.6 \text{ kN} < F_{V,Rd} = 98 \text{ kN}$$

Verifiche soddisfatte, pertanto la resistenza dei tasselli è dimensionante rispetto a quella dei bulloni tra angolare e il piatto destro. Nel seguito si farà perciò riferimento alla prima.

Tutte le verifiche a rifollamento dei piatti sono soddisfatte, ma sono riportate successivamente.

12.5.3.5 Calcolo della resistenza dei piatti e dell'area equivalente

Si calcola la resistenza dei piatti considerando la minima tra le resistenze a trazione, compressione e dei tasselli, come indicato al §12.5.3. Nota la resistenza dei piatti si calcola l'area equivalente con l'acciaio da armatura inserito in VCASLU dividendo la resistenza calcolata per la tensione di

snervamento di progetto dell'armatura ($f_{yd} = 357$ MPa). La tabella seguente riassume i parametri e le aree risultanti.

Piano	H [m]	Piatto	Dimensioni piatto		Fori di fissaggio			n. tasselli attivi al livello	Resistenze				Res. Min. [kN]	Area eq. [cm ²]
			b [mm]	s [mm]	p ₁ [mm]	Φ [mm]	n [/]		N _{pl,Rd} [kN]	N _{u,Rd} [kN]	N _{b,Rd} [kN]	V _{tasselli} [kN]		
P3	9.16	Superiore	600	10	200	12	4	64	2514	2186	1966	1408	1408	39.4
		Sinistro	300	10	200	12	2	32	1257	1093	983	704	704	19.7
		Destro	220	15	400	18	1	11	1383	1200	909	759	759	21.3
P2	5.96	Superiore	600	15	200	12	4	126	3771	3279	3377	2772	2772	77.6
		Sinistro	300	15	200	12	2	63	1886	1639	1688	1386	1386	38.8
		Destro	220	20	400	18	1	23	1844	1600	1442	1587	1442	40.4
P1	2.75	Superiore	600	20	200	12	4	190	5029	4372	4765	4180	4180	117.1
		Sinistro	300	20	200	12	2	95	2514	2186	2383	2090	2090	58.5
		Destro	220	30	400	18	1	34	2766	2400	2476	2346	2346	65.7
PT	2.15	Superiore	600	20	250	12	4	202	5029	4372	4569	4444	4372	122.5
		Sinistro	300	20	250	12	2	101	2514	2186	2284	2222	2186	61.2
		Destro	220	30	387.5	22	1	36	2766	2352	2495	2484	2352	65.9

Tabella 11: Calcolo dell'area di armatura di resistenza equivalente ai piatti di rinforzo.

Dove p_1 indica il passo dei fori a quincono impiegato per il calcolo delle snellezze dei piatti.

12.5.3.6 Verifica agli SLU del vano ascensore

La verifica a pressoflessione agli SLU viene condotta con VCASLU per i vari piani considerando per ciascuno la combinazione di segni delle sollecitazioni (Tabella 10) più gravosa. Le proprietà dei materiali sono quelle ultime, con i valori desunti dalle prove sia per calcestruzzo che acciaio.

12.5.3.6.1 Verifica a livello del solaio del quinto piano (P5)

Il vano ascensore non presenta rinforzi a questo livello, si riporta la verifica con l'armatura esistente:

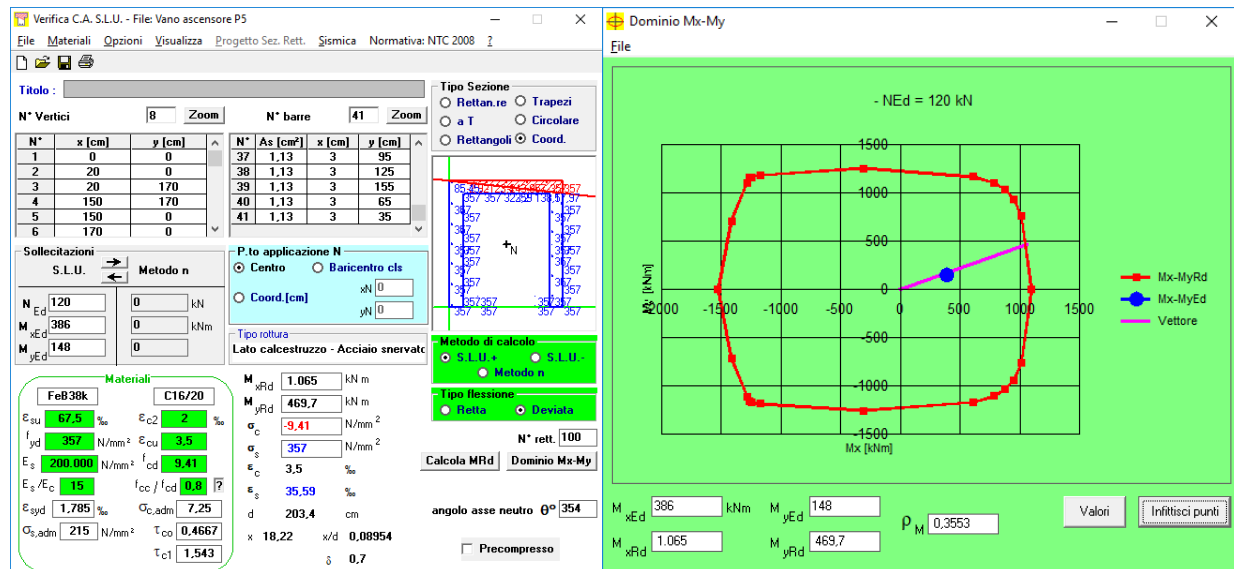


Figura 96: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo ascensore a livello del solaio del quinto piano (P5).

La verifica è soddisfatta, le armature esistenti sono sufficienti.

12.5.3.6.2 Verifica a livello del solaio del quarto piano (P4)

Il vano ascensore non presenta rinforzi a questo livello, si riporta la verifica con l'armatura esistente:

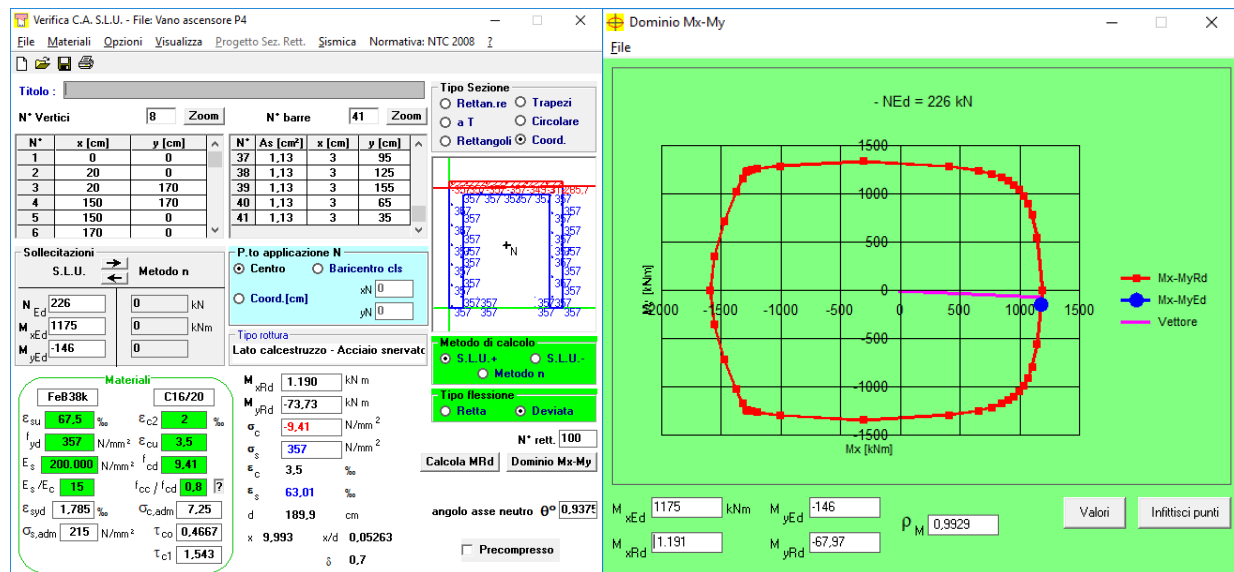


Figura 97: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo ascensore a livello del quarto piano (P4).

La verifica è soddisfatta, le armature esistenti sono sufficienti.

12.5.3.6.3 Verifica a livello del solaio del terzo piano (P3)

Il vano ascensore presenta rinforzi con piatti a questo livello, nella verifica è stata inserita la loro area equivalente secondo quanto indicato in precedenza in Tabella 11.

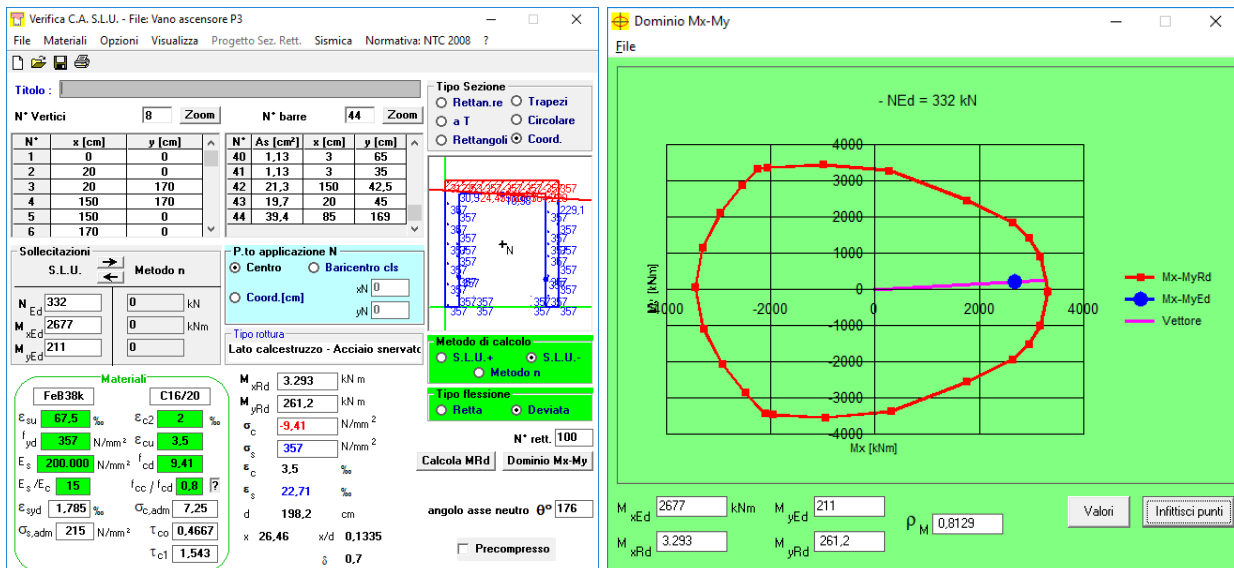


Figura 98: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo rinforzato a livello del solaio del terzo piano (P3).

La verifica è soddisfatta, i rinforzi previsti sono sufficienti.

12.5.3.6.4 Verifica a livello del solaio del secondo piano (P2)

Il vano ascensore presenta rinforzi con piatti a questo livello, nella verifica è stata inserita la loro area equivalente secondo quanto indicato in precedenza in Tabella 11.

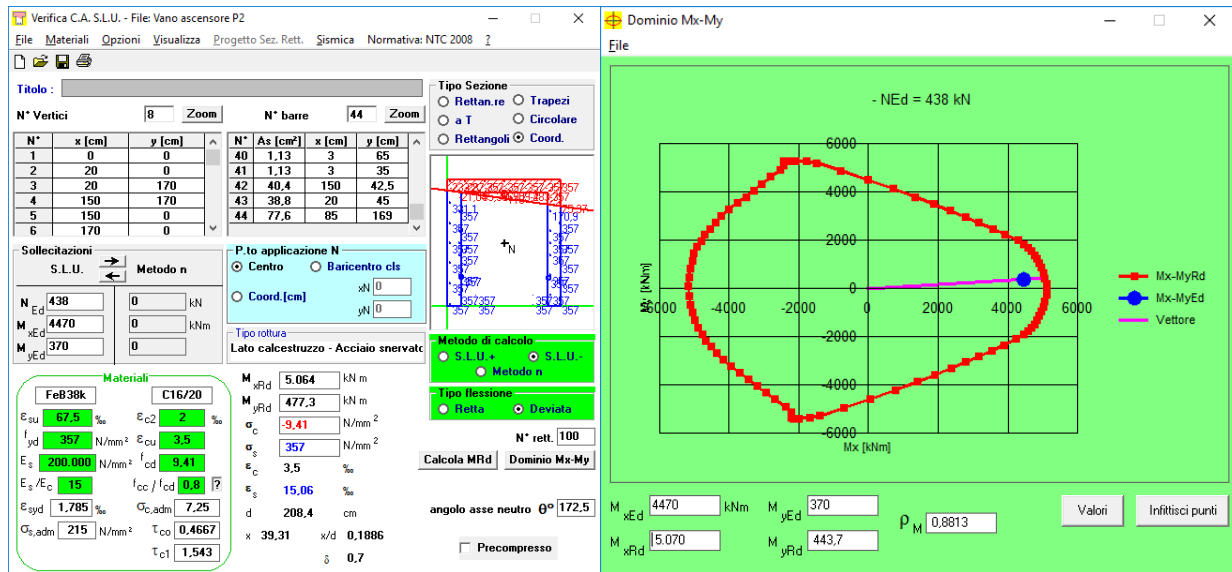


Figura 99: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo rinforzato a livello del secondo piano (P2).

La verifica è soddisfatta, i rinforzi previsti sono sufficienti.

12.5.3.6.5 Verifica a livello del solaio del primo piano (P1)

Il vano ascensore presenta rinforzi con piatti a questo livello, nella verifica è stata inserita la loro area equivalente secondo quanto indicato in precedenza in Tabella 11.

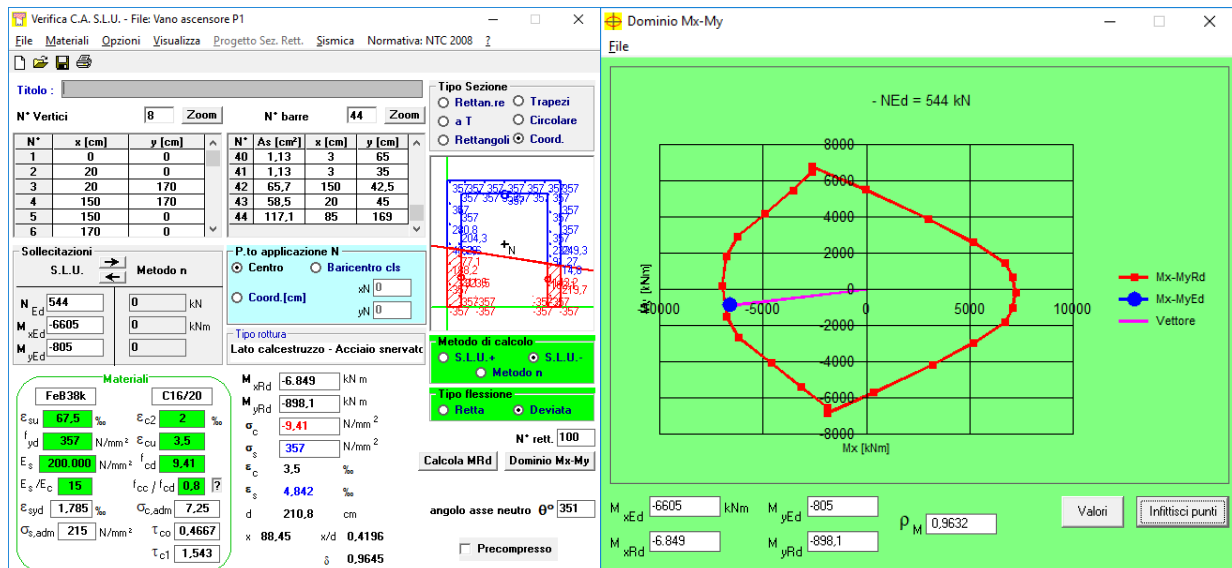


Figura 100: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo rinforzato a livello del solaio del primo piano (P1).

La verifica è soddisfatta, i rinforzi previsti sono sufficienti.

12.5.3.6.6 Verifica al piano terra, a 30 cm dall'intradosso del solaio del primo piano (PT)

Si considera infine la verifica al piano terra a 30 cm dall'intradosso della soletta del piano primo, prima che lo sforzo sollecitante nei piatti venga portato (tramite le boccole) nei nuovi setti. Nella verifica è stata inserita l'area equivalente dei piatti secondo quanto indicato in Tabella 11.

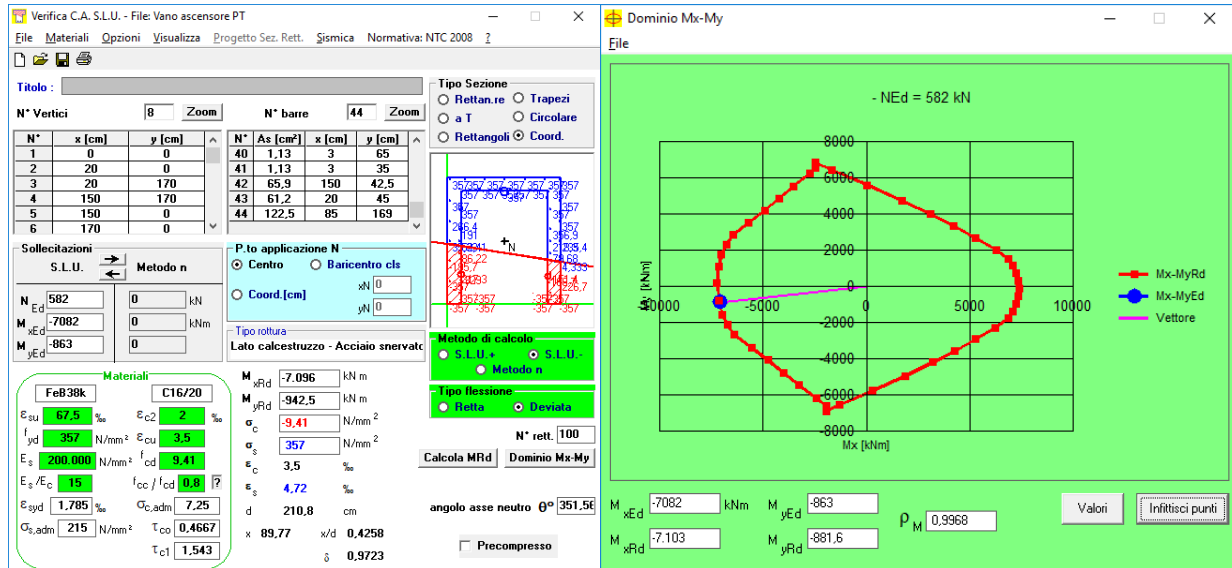


Figura 101: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo rinforzato al piano terra (PT).

La verifica è soddisfatta, i rinforzi previsti sono sufficienti.

Da questo livello in giù la sollecitazione nel vano ascensore non aumenta, ma anzi si riduce per effetto del trasferimento graduale dello sforzo al nuovo setto, mediante le boccole e i ferri ad uncino inghisati nel vano ascensore esistente.

12.5.3.7 Verifica agli SLV del vano ascensore

La verifica a pressoflessione agli SLV viene condotta in analogia al paragrafo precedente, considerando per ciascuno la combinazione di segni delle sollecitazioni (Tabella 10) più gravosa. Le deformazioni dei materiali sono quelle al limite elastico in linea con quanto fatto al §12.2, con i valori di resistenza desunti dalle prove sia per calcestruzzo che acciaio.

12.5.3.7.1 Verifica a livello del solaio del quinto piano (P5)

Il vano ascensore non presenta rinforzi a questo livello, si riporta la verifica con l'armatura esistente:

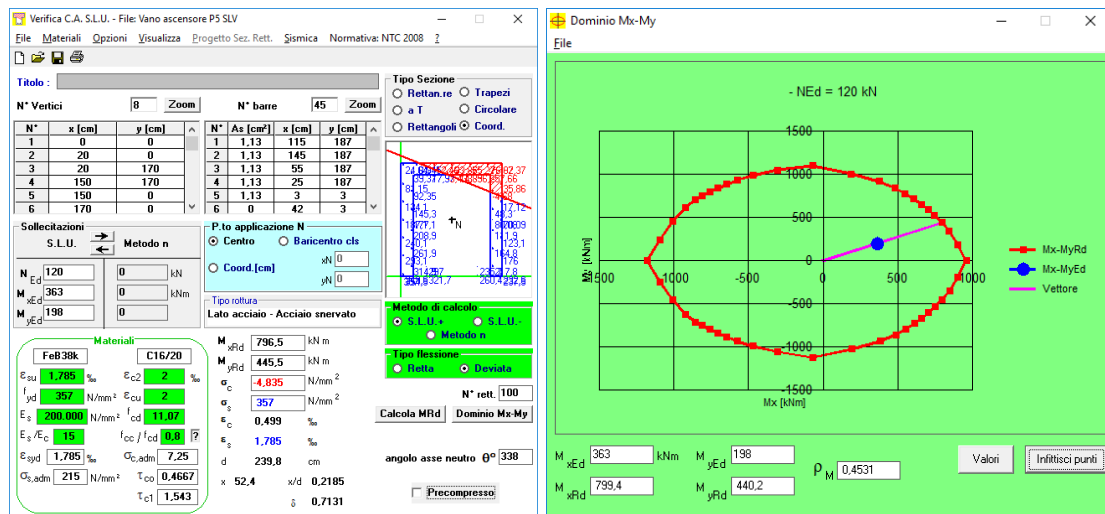


Figura 102: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo ascensore a livello del quinto piano (P5).

La verifica è soddisfatta, le armature esistenti sono sufficienti.

12.5.3.7.2 Verifica a livello del solaio del quarto piano (P4)

Il vano ascensore non presenta rinforzi a questo livello, si riporta la verifica con l'armatura esistente:

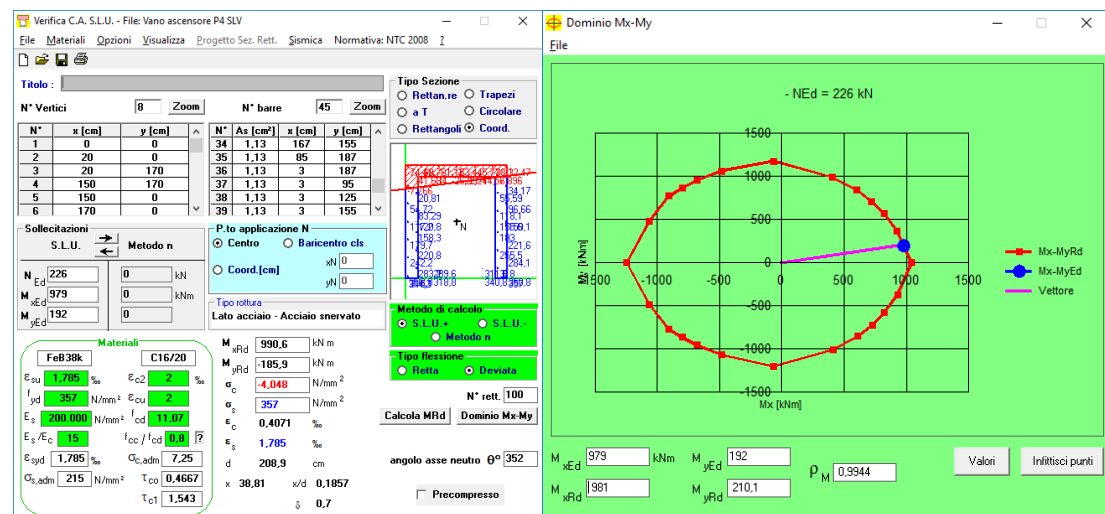


Figura 103: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo ascensore a livello del quarto piano (P4).

Il vano ascensore presenta rinforzi con piatti a questo livello, nella verifica è stata inserita la loro area equivalente secondo quanto indicato in precedenza in Tabella 11.



Il vano ascensore presenta rinforzi con piatti a questo livello, nella verifica è stata inserita la loro area equivalente secondo quanto indicato in precedenza in Tabella 11.



La verifica è soddisfatta, i rinforzi previsti sono sufficienti.

12.5.3.7.5 Verifica a livello del solaio del primo piano (P1)

Il vano ascensore presenta rinforzi con piatti a questo livello, nella verifica è stata inserita la loro area equivalente secondo quanto indicato in precedenza in Tabella 11.

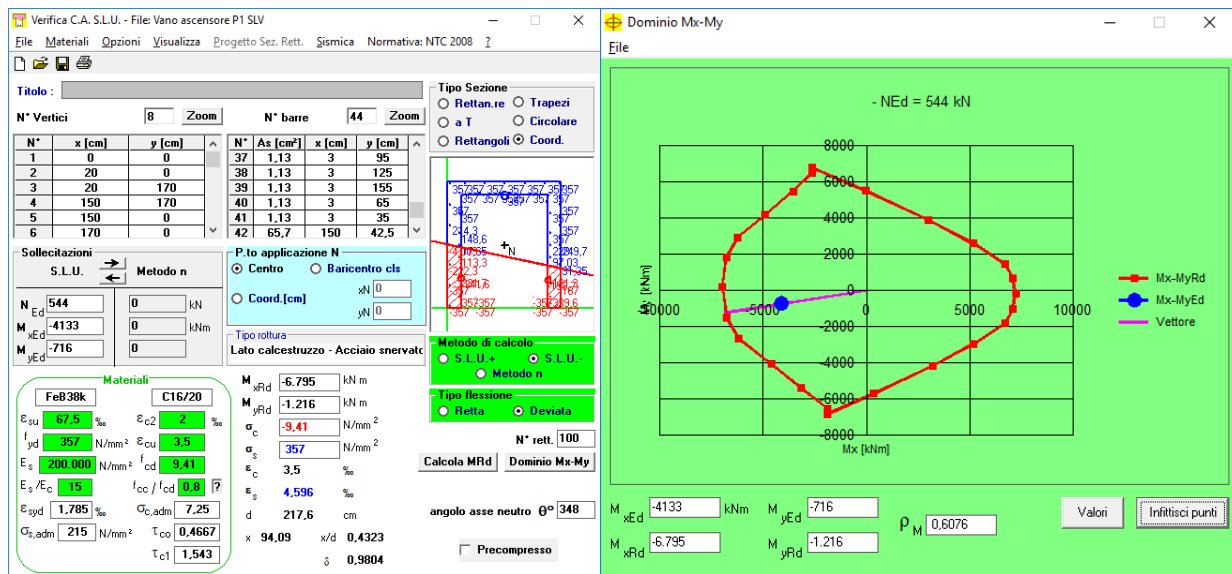


Figura 106: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo rinforzato a livello del solaio del primo piano (P1).

La verifica è soddisfatta, i rinforzi previsti sono sufficienti.

12.5.3.7.6 Verifica al piano terra, a 30 cm dall'intradosso del solaio del primo piano (PT)

Si considera infine la verifica al piano terra a 30 cm dall'intradosso della soletta del piano primo, prima che lo sforzo sollecitante nei piatti venga portato (tramite le boccole) nei nuovi setti. Nella verifica è stata inserita l'area equivalente dei piatti secondo quanto indicato in Tabella 11.

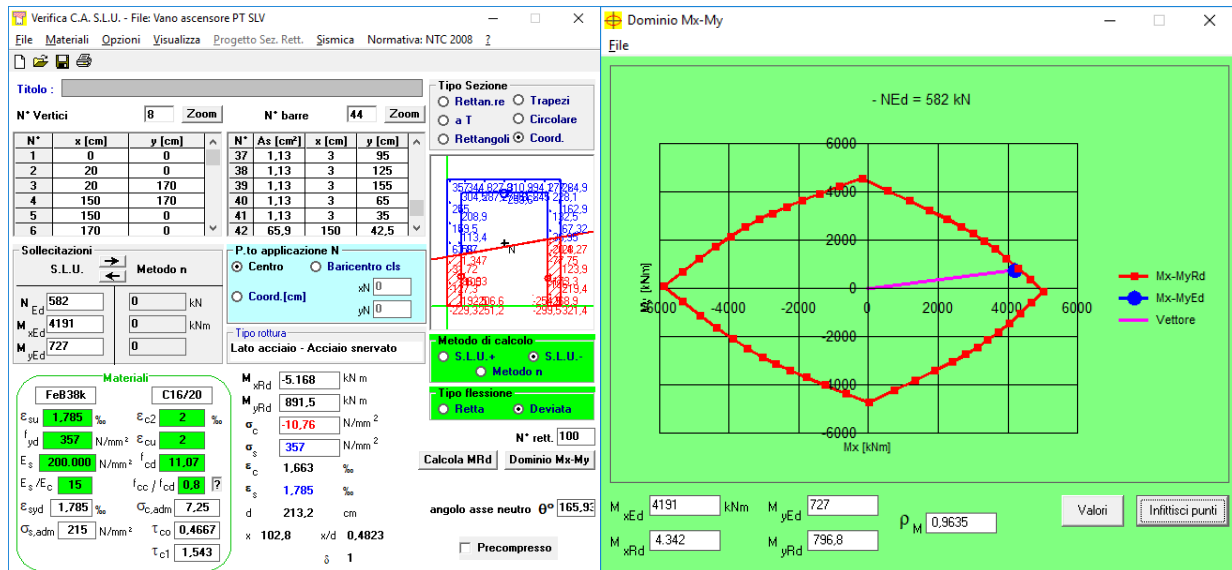


Figura 107: Verifica a pressoflessione deviata con VCASLU del nucleo rinforzato al piano terra (PT).

La verifica è soddisfatta, i rinforzi previsti sono sufficienti.

Anche agli SLV, in condizioni sostanzialmente elastiche le verifiche sono soddisfatte per tutti i piani.

12.5.3.8 Calcolo della resistenza delle boccole

Per portare lo sforzo dai piatti di rinforzo ai nuovi setti si realizzano fori Φ 65 mm nei quali si andranno ad inghisare boccole Φ 57 mm in acciaio S355. In particolare si dispongono 24 boccole nel piatto posteriore, 12 nel piatto sinistro e 11 nell'angolare del piatto destro (in numero minore a causa degli spazi ridotti).

Il massimo sforzo di taglio si ha sulle boccole dell'angolare del piatto destro dove, secondo la Tabella 11, bisogna trasferire un totale di 2352 kN, pari a:

Taglio sollecitante sulla singola boccola, V_{Ed} : $V_{Ed} = 2352 / 11 = 214 \text{ kN}$

Si calcola la resistenza delle boccole soggette a taglio sulla sezione forata con foro da 30 mm:

Area resistente: $A_{res} = (57^2 - 30^2) \cdot \pi / 4 = 1845 \text{ mm}^2$

Area resistente a taglio: $A_{v,res} = 2 \cdot A_{res} / \pi = 1175 \text{ mm}^2$

Sforzo di taglio resistente: $F_{v,Rd} = A_{v,res} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 1175 \cdot 338 / \sqrt{3} / 1000 = 229 \text{ kN}$

Sforzo di taglio sollecitante: $V_{Ed} = 214 \text{ kN} \leq 229 \text{ kN}$

La verifica a taglio della boccola è soddisfatta.

12.5.3.9 Calcolo della resistenza a taglio dei bulloni delle boccole

S'impiegano bulloni M30 Cl. 10.9, la resistenza a taglio vale:

Area resistente: $A_{res} = 581 \text{ mm}^2$

Sforzo di taglio resistente: $F_{v,Rd} = 232.4 > V_{Ed} = 214 \text{ kN}$

La verifica a taglio dei bulloni è soddisfatta.

12.5.3.10 Verifica della compressione localizzata sul calcestruzzo

Si effettua la verifica delle rotture locali nel caso di pressioni localizzate come riportato al §6.7 dell'EC2-1-1 come già fatto per le barre del sistema di sollevamento (§11.2.2).

Ogni boccola è soggetta ad una forza di taglio pari a 214 kN che trasferisce al calcestruzzo in una zona localizzata dove si avrà una concentrazione di pressioni.

Si assumono:

$b_1 = 57 + 8 = 65 \text{ mm}$ (diametro della boccola + spessore inghisaggio = diametro foro)

$d_1 = 4 \times 65 = 260 \text{ mm} \Rightarrow 200 \text{ mm}$ (si assume ragionevolmente che solo una porzione della barra pari a 4 diametri sia attiva nella trasmissione dello sforzo tagliente sul calcestruzzo; tuttavia, essendo tale lunghezza superiore a quella del vano ascensore esistente, si limita il tutto allo spessore del vano di 200 mm)

$h = 300 \text{ mm}$ (interasse verticale boccole)

$b_2 = 3 b_1 = 195 \text{ mm}$

$d_2 = 200 \text{ mm} \leq 3 d_1 = 600 \text{ mm}$ (il cono può diffondere solo lateralmente)

$A_{c0} = 65 \times 200 = 13000 \text{ mm}^2$

$A_{c1} = 195 \times 200 = 39000 \text{ mm}^2$

$f_{cd} = 11.07 \text{ MPa}$

Si riporta la verifica:

$$F_{Rdu} = 13000 \times 11.07 \times \sqrt{(39000/13000)} / 1000 = 249.3 \text{ kN} < 3 \times 11.07 \times 13000 = 431.7 \text{ kN}$$

$$F_{Rdu} = 249.3 \text{ kN} > F_{V,Ed} = 214 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta.

12.5.3.11 Calcolo della resistenza a rifollamento dei piatti

Infine si esegue la verifica che ciascuno dei piatti sia in grado di trasferire a rifollamento i massimi sforzi di taglio agenti su bulloni e tasselli, così da verificare che lo spessore del piatto non costituisca fattore dimensionante nella verifica a taglio dei collegamenti.

12.5.3.11.1 Piatto superiore e piatto sinistro

Entrambi questi piatti presentano in sommità uno spessore minimo di 10 mm, il fissaggio avviene con tasselli a testa svasata $\Phi 10$ in sommità e viti M30 svasate sulle boccole alla base su piatti da 20 mm di spessore. Per la verifica si considera come spessore t lo spessore della piastra collegata meno metà dell'altezza della svasatura della vite, secondo le indicazioni della tabella 3.4 della UNI EN 1993-1-8 per viti svasate.

$$\text{Resistenza a rifollamento tassello } \Phi 10 \text{ su piatto da 10 mm: } F_{b,Rd} = 71 \text{ kN} > F_{V,Rd} = 22 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza a rifollamento M30 su piatto da 20 mm: } F_{b,Rd} = 296 \text{ kN} > F_{V,Rd} = 232 \text{ kN}$$

I piatti sono verificati poiché più resistenti delle viti di collegamento.

12.5.3.11.2 Piatto destro e relativo angolare

L'angolare (in S355) di spessore 10 mm è fissato con tasselli M20 in sommità e con bulloni M30 sulle boccole alla base. Il piatto di rinforzo è fissato con bulloni M16 passo 125 mm in sommità e con bulloni M20 passo 100 mm alla base, entrambi a testa svasata. Si riportano le verifiche in analogia a quanto svolto in precedenza:

$$\text{Resistenza a rifollamento tassello M20 su angolare da 10 mm: } F_{b,Rd} = 143 \text{ kN} > F_{V,Rd} = 69 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza a rifollamento M30 su angolare da 10 mm: } F_{b,Rd} = 306 \text{ kN} > F_{V,Rd} = 232 \text{ kN}$$

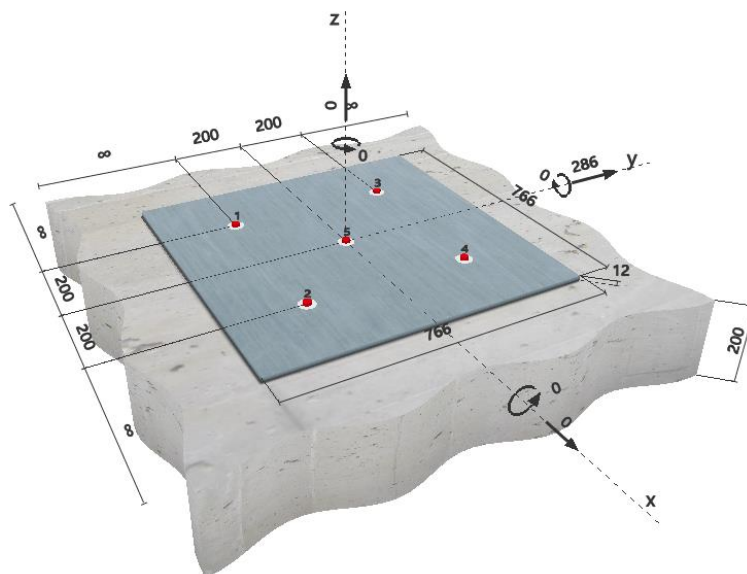
$$\text{Resistenza a rifollamento bullone M16 su angolare da 10 mm: } F_{b,Rd} = 163 \text{ kN} > F_{V,Rd} = 62.8 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza a rifollamento bullone M20 su angolare da 10 mm: } F_{b,Rd} = 140 \text{ kN} > F_{V,Rd} = 98 \text{ kN}$$

I piatti sono verificati poiché più resistenti delle viti di collegamento. In presenza di più piatti con spessori diversi collegati tra loro si è verificato il piatto di minor spessore.

12.5.3.12 Verifica delle barre di collegamento ad uncino tra i setti

Per ancorare tra loro il vano ascensore nuovo e quello esistente si dispongono barre d'armatura ad uncino $\Phi 20$ inghisate a quinconce a passo di 40 cm. La sollecitazione dai piatti di rinforzo passa prima attraverso le boccole al calcestruzzo del vano ascensore esistente e da qui si trasferisce, mediante le barre di collegamento, ai nuovi setti. Si verificano dette barre, inghistate per almeno 150 mm con resina tipo "HIT-RE 500 V3", mediante il software Hilti PROFIS Anchor.



4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	57,200	57,333	100	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	286,000	394,752	73	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
86,000	1,500	57,333	57,200

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{gr,N}$ [mm]	$s_{gr,N}$ [mm]	k-factor	
722500	202500	225	450	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
82,980	1,500	394,752	286,000		

Figura 108: Verifica a taglio delle barre $\Phi 20$ inghisate tra il vecchio vano ascensore e il nuovo setto.

Nella verifica riportata si è considerato l'effetto di gruppo per il calcolo del massimo sforzo trasmissibile per taglio delle barre.

Lo sforzo resistente di ciascuna barra vale pertanto 57.3 kN.

12.5.3.12.1 Verifica delle barre sul lato superiore

Il piatto superiore trasferisce in tutto 4372 kN, e sulla superficie superiore del vano ascensore è possibile disporre un totale di 80 barre a quinconce, pertanto:

Sforzo totale resistente: $V_{Rd,s} = 57.3 \times 80 = 4584 \text{ kN} > N_{\text{piatto}} = 4372 \text{ kN}$

12.5.3.12.2 Verifica delle barre sui lati

I piatti laterali trasferiscono uno sforzo massimo di 2352 kN (piatto destro). Assumendo ragionevolmente che collaborino al trasferimento del taglio le barre su una larghezza di circa 1 metro

 LAIRA SRL Via taglio 8 – Montegrotto Terme Ing. Massimiliano Lazzari	Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia
	<i>A2. Relazione tecnica strutturale</i>

delle due ali del “C” del vano ascensore (zona compressa o tesa secondo il segno della sollecitazione). Sulla superficie considerata è possibile disporre un totale di 50 barre a quinconce, pertanto:

Sforzo totale resistente: $V_{Rd,s} = 57.3 \times 50 = 2865 \text{ kN} > N_{piatto} = 2352 \text{ kN}$

Le barre sono pertanto sufficienti a riportare lo sforzo sul nuovo setto, anche perché nel calcolo della resistenza non sono state (cautelativamente) considerate le barre sui lati della “C” in prossimità al lato superiore, che comunque aiutano il trasferimento del taglio. Per migliorare il collegamento si può inoltre procedere alla martellinatura della superficie esterna del vano ascensore al piano terra, in modo da rendere la superficie scabra e migliorare l'ingranamento tra le superfici.

12.6 Verifica del solaio del piano terra

Al piano terra viene realizzato un nuovo solaio in struttura mista sfruttando le travi di collegamento dei pilastri in carpenteria. Sulle travi, piolate, viene posata una lamiera grecata da 55 mm, spessore 8/10 mm. Sulla lamiera viene gettata una soletta in calcestruzzo C28/35 dello spessore di 70 mm al netto delle greche. In corrispondenza ai vani ascensore la soletta è gettata piena su cassero, con spessore totale pieno di 12.5 cm. Questo consente di trasferire al meglio gli sforzi orizzontali che devono migrare dal vano ascensore, ai setti, alla soletta e quindi alle spine fusibili o agli isolatori.

Nel seguito si riportano le verifiche della lamiera grecata, dei profili e della soletta.

12.6.1 Verifica della lamiera grecata

La lamiera grecata è sfruttata come cassero a perdere, ed è stata verificata per la fase temporanea di getto con un carico totale pari a:

Peso proprio del getto con spessore medio pari a 10 cm	2.50 kN/m ²
Peso proprio della lamiera grecata 8/10	0.10 kN/m ²
Sovraccarico accidentale per operazioni in fase di getto	0.80 kN/m ²

Carico totale di verifica:

3.30 kN/m²

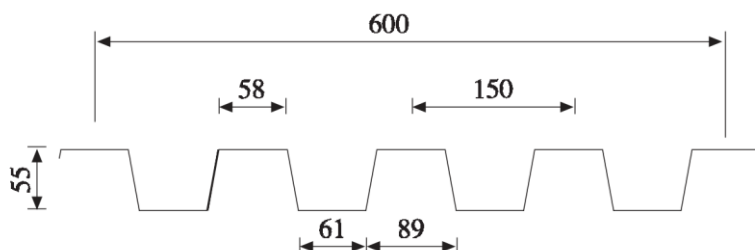
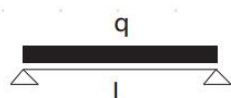


Figura 109: Sezione tipologica della lamiera grecata.

Dal catalogo lamiera, su una luce di 2.25 m (a favore di sicurezza contro i 2.1 m di luce reale) in semplice appoggio e anche su due appoggi, si vede che la lamiera resiste almeno a 3.50 kN/m², pertanto è verificata.



Spessore (mm)	Luce (m)	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
0,50	Portata daN/mq	450	330	250	195	155	115	85	65	50										
0,60		620	450	345	265	190	140	105	80	65	50									
0,70		760	560	425	310	225	165	125	95	75	60									
0,80		915	670	510	360	260	190	145	110	85	70	55								
1,00		1235	905	660	460	330	245	185	145	110	90	70	55							
1,20		1575	1150	805	560	405	300	225	175	135	110	85	70	55						
1,50		2085	1530	1025	715	515	380	290	225	175	140	110	90	70	60					



Spessore (mm)	Luce (m)	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
0,50	Portata daN/mq	350	270	215	175	145	120	105	90	75	65	55	50							
0,60		460	355	285	235	195	165	140	125	105	90	80	70	60	55	50				
0,70		570	445	355	290	240	205	175	155	130	115	100	85	75	65	60	50			
0,80		685	535	430	350	290	245	210	185	160	135	120	105	90	80	70	60	50		
1,00		935	730	585	475	400	335	300	255	215	185	165	145	125	105	90	75	65	55	
1,20		1205	935	750	615	510	430	380	325	275	240	210	185	155	130	110	90	80	65	55
1,50		1625	1260	1010	825	685	570	510	430	370	320	280	240	200	165	140	120	100	85	75

Figura 110: Resistenza della lamiera grecata da catalogo in semplice appoggio e su due appoggi.

12.6.2 Verifica di resistenza dei profili

Il solaio del piano terra è realizzato in struttura mista acciaio calcestruzzo ed è composto da profili HEA200.

Alla luce di ciò e considerando lo schema di semplice appoggio tra gli isolatori, l'ala compressa è ritenuta alla traslazione laterale e pertanto la sezione non è soggetta a instabilità flessotorsionale e a sbandamento per carico di punta nel piano debole della sezione. Il calcolo delle sollecitazioni sull'acciaio è fatto da modello numerico nel quale è stata abbattuta la rigidità della soletta per caricare solo l'acciaio a favore di sicurezza.

La verifica, pertanto, viene condotta nelle seguenti ipotesi:

- No instabilità flessotorsionale;
- Rigidezza e resistenza conferita dalla soletta trascurate → come trave in solo acciaio;

le sollecitazioni risultanti da modello sono le seguenti:

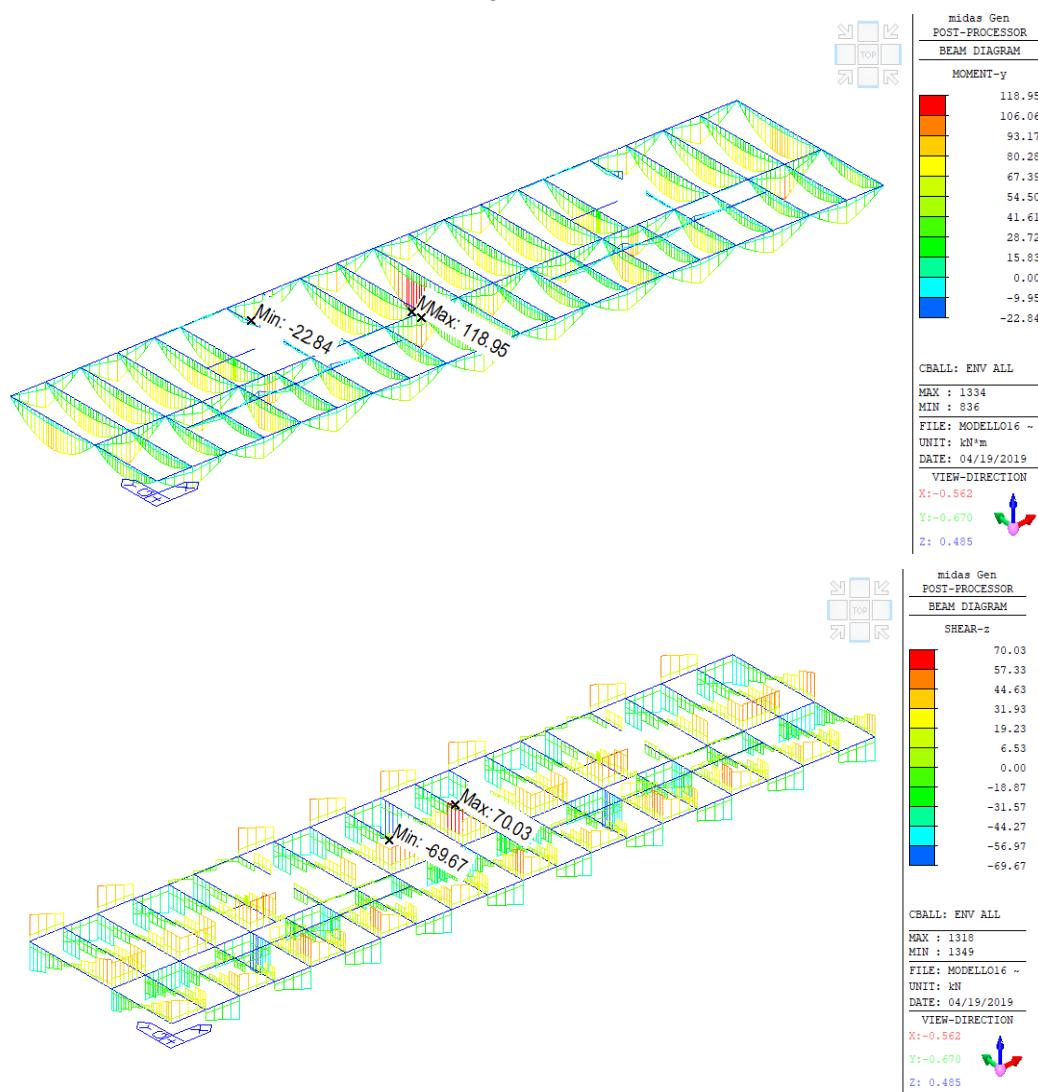


Figura 111: Involuppo di momenti e tagli agli SLU da modello.

Le sollecitazioni di calcolo (vedasi Figura 111) sono 119 kNm di momento e 70 kN di taglio.

Poiché il profilo non è soggetto a fenomeni d'instabilità per la presenza della soletta, la verifica è condotta esclusivamente in termini resistenza tensionale.

Le tensioni da modello sono le seguenti:

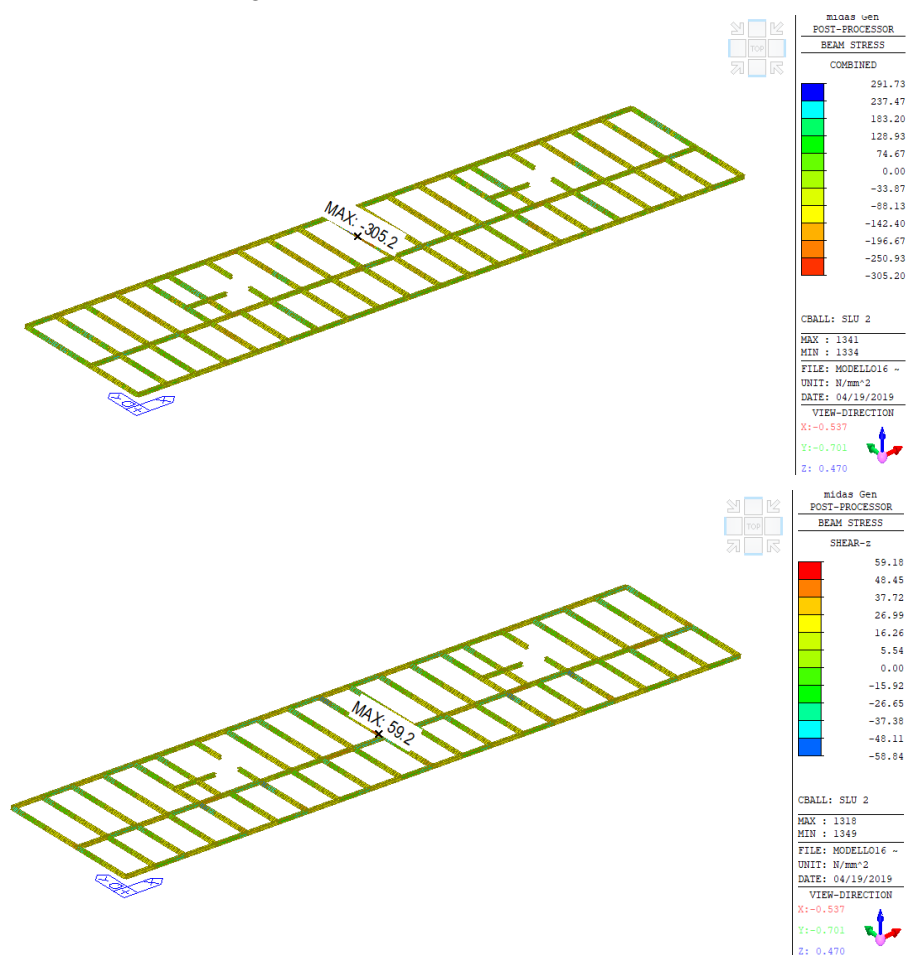


Figura 112: Involuppo delle tensioni assiali e tangenziali agli SLU da modello.

La verifica viene cautelativamente condotta in termini di tensioni ideali considerando la massima tensione assiale e la massima tensione tangenziali anche se non agenti nello stesso punto.

Massima tensione assiale σ : $305.2 \text{ MPa} < f_{yd} = 338 \text{ MPa}$

Massima tensione tangenziale τ : $59.2 \text{ MPa} < f_{vd} = 195 \text{ MPa}$

Tensione ideale totale σ_{id} : $322.0 \text{ MPa} < f_{yd} = 338 \text{ MPa}$

Le travi sono verificate.

Lo svergolamento dalla trave non è impedito in fase di getto, ma dato il minor carico si è visto che non sussistono problemi d'instabilità, la verifica viene omessa per brevità.

Le travi IPE 180 impiegate per l'orditura secondaria in alcune zone sono ordite su luci molto minori e sono soggette a carichi inferiori e pertanto verificate, le relative verifiche sono svolte nelle minute di studio, ma omesse per brevità.

12.6.3 Verifica dei bulloni di connessione dei profili

Come taglio sollecitante per le connessioni si considera quello che si ha sulla trave sul retro del vano ascensore che risulta maggiore per effetto del peso del getto del setto in fase di costruzione, pertanto si considera un taglio di 96.3 kN.

Sollecitazioni:

Taglio all'appoggio (SLU) V_{Ed}	96.3	kN
Eccentricità e	0.045	m
Momento flettente (SLU) $M_{Ed} = e \times V = 0.045 \times 96.3 =$	4.33	kNm

Taglio nei bulloni:

Numero bulloni n_b	2	
Distanza tra i bulloni p_1	0.08	m
Numero sezioni di taglio n	2	

Azione tagliante dovuta a V_{Sd} per sezione di taglio $F_{H,V} = V_{Sd}/n/n_b =$
 $= 96.3/2/2 =$ 24.1 kN

Azione tagliante dovuta a M_{Sd} per sezione di taglio $F_{H,M} = M_{Sd}/p_1/n =$
 $= 4.33/0.08/2 =$ 27.1 kN

Azione tagliante totale per sezione di taglio $F_H = \sqrt{(F_{H,V}^2 + F_{H,M}^2)} =$ 36.3 kN

Taglio per rifollamento sull'anima della trave e sulla costola della mensola $2F_H$ 72.5 kN

Geometrie:

spessore anima trave t_w	6.5	mm
spessore costola mensola t_m	8	mm
spessore piatti coprigiunto t_c	8	mm

Verifica bulloni:

Si riporta la verifica dei bulloni per l'anima della trave, per la costola della mensola e per i coprigiunti:

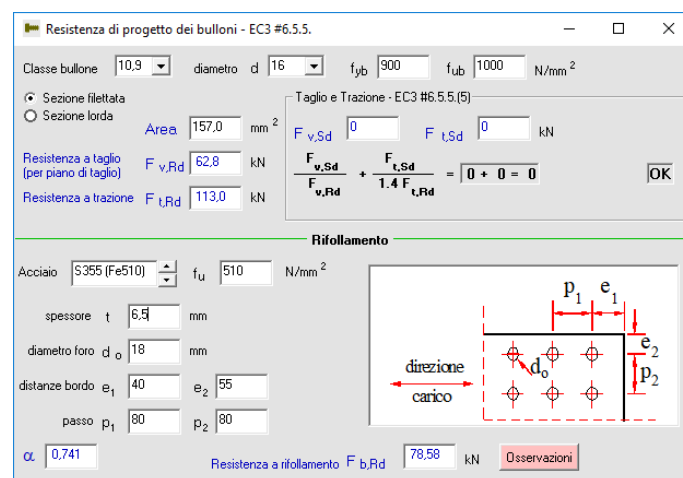


Figura 113: Verifica a rifollamento sull'anima della trave.

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 #6.5.5.

Classe bullone: 10.9 diametro d: 16 f_{yb}: 900 f_{ub}: 1000 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 157,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 62,8 kN
Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 113,0 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 0 F_{t,Sd}: 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u: 510 N/mm²

spessore t: 8 mm
diametro foro d_o: 18 mm
distanze bordo e₁: 30 e₂: 55
passo p₁: 80 p₂: 80

α: 0,556

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 72,53 kN Osservazioni

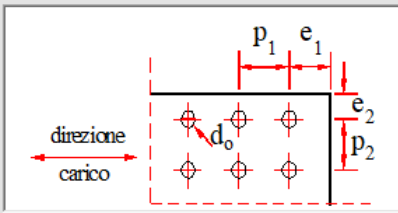


Figura 114: Verifica a rifollamento sulla costola della mensola.

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 #6.5.5.

Classe bullone: 10.9 diametro d: 16 f_{yb}: 900 f_{ub}: 1000 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 157,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 62,8 kN
Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 113,0 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd}: 0 F_{t,Sd}: 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$ OK

Rifollamento

Acciaio: S355 (Fe510) f_u: 510 N/mm²

spessore t: 8 mm
diametro foro d_o: 18 mm
distanze bordo e₁: 25 e₂: 25
passo p₁: 80 p₂: 80

α: 0,463

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 52,98 kN Osservazioni

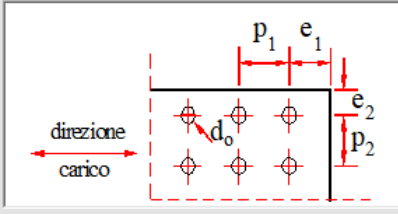


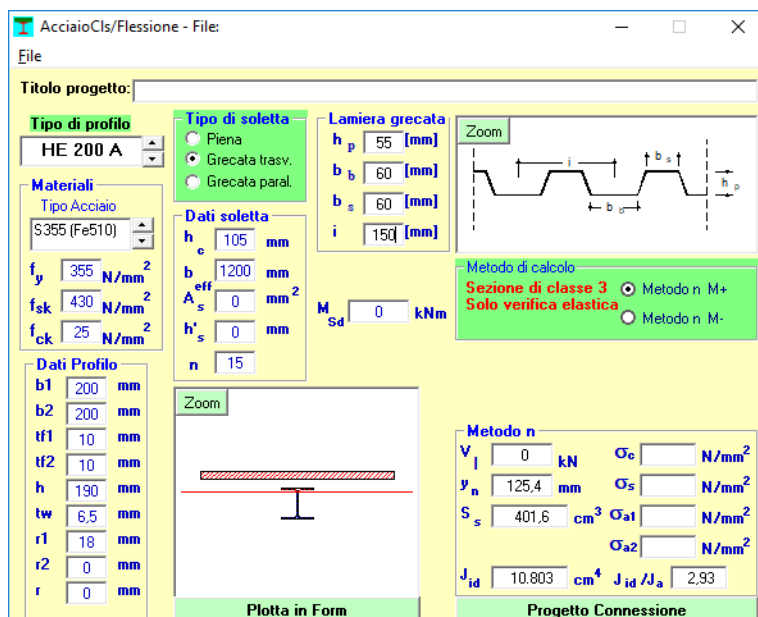
Figura 115: Verifica dei bulloni e a rifollamento sui piatti del coprighiunto.

Tutte le verifiche sono soddisfatte.

12.6.4 Verifiche di deformabilità dei profili

Per le verifiche di deformabilità dei profili in acciaio si sono considerate diverse casistiche che tengano conto anche la presenza dei vari carichi concentrati dovuti alle murature e ai setti (agenti come peso sulle travi in fase di getto, mentre successivamente, dato che la rigidità delle travi in acciaio è trascurabile rispetto a quella dei setti, si può assumere che i permanenti non strutturali e i variabili, caricati successivamente, gravino interamente sui setti senza generare problemi di deformabilità delle travi in acciaio). Si riporta in seguito la verifica del caso ritenuto più gravoso tra tutte le travi in acciaio, ossia la trave HEA200 sotto il muro divisorio interno da 20 cm su una luce di 6 m.

La verifica è stata eseguita considerando un carico distribuito da 5.9 kN/m dovuto al peso proprio dell'acciaio e della fascia di soletta pertinente alla trave, questo carico è stato applicato sulla sola trave in acciaio. In aggiunta si considera un carico di 15 kN/m dovuto ai permanenti portati e ai variabili, agenti sulla sezione mista. Per la sezione mista è stata considerata l'inerzia calcolata in seguito:



AcciaioClis/Flessione - File:

Titolo progetto:

Tipo di profilo
HE 200 A

Materiali
Tipo Acciaio
S355 (Fe510)

Dati soletta
h_e 105 mm
b_{eff} 1200 mm
A_s 0 mm²
h'_s 0 mm
n 15

Lamiera grecata
h_p 55 [mm]
b_b 60 [mm]
b_s 60 [mm]
i 150 [mm]

Metodo di calcolo
Sezione di classe 3
Solo verifica elastica

Metodo n
V_l 0 kN
y_n 125.4 mm
S_s 401.6 cm³
J_{id} 10.803 cm⁴
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
σ_{a1} N/mm²
σ_{a2} N/mm²
J_{id}/J_a 2.93

Dati Profilo
b1 200 mm
b2 200 mm
t_{f1} 10 mm
t_{f2} 10 mm
h 190 mm
t_w 6.5 mm
r1 18 mm
r2 0 mm
r 0 mm

Plotta in Form

Progetto Connessione

Figura 116: Calcolo dell'inerzia della sezione mista (con n=15 a favore di sicurezza).

L'altezza di soletta considerata collaborante è al netto della lamiera grecata e del taglio d'incisione superficiale.

Sotto questi ipotesi si ha:

Freccia per i carichi su sezione in acciaio:	12.8 mm
Freccia per i carichi su sezione mista:	11.1 mm
Freccia totale:	23.9 mm \cong L/250
Freccia limite:	L/250 = 24 mm

La deformabilità può considerarsi verificata.

12.6.5 Verifica della soletta

La soletta dello spessore totale di 125 mm è armata inferiormente con 1Φ10 ogni greca (15 cm) e una maglia di 1Φ10 / 20 cm in entrambe le direzioni superiormente. Il copriferro netto assunto è di 3 cm sopra e 1 cm sotto. In corrispondenza ai vani ascensore viene realizzata una soletta piena, armata con 1Φ12 ogni 15 cm (ogni greca) inferiormente e una maglia di 1Φ12 / 20 cm in entrambe le direzioni superiormente. Il copriferro netto assunto è di 3 cm sopra e sotto, in presenza della greca il ferro viene posato a 1 cm dalla lamiera.

La verifica della soletta è condotta con riferimento alle seguenti:

- Verifica a momento positivo e negativo in campata e in appoggio;
- Verifica a taglio;
- Verifica del momento dovuto all'eccentricità delle pareti perimetrali rispetto alla trave in acciaio.

Nel calcolo delle sollecitazioni si considerano i carichi permanenti e accidentali, compresi anche gli effetti dei carichi localizzati (come alternativi ai distribuiti), previsti per la destinazione d'uso F, costituiti da 2 carichi concentrati di 10 kN ad interasse di 1.8 m distribuiti su una superficie di 100 x 100 mm². Entrambe le tipologie di soletta (sia con lamiera grecata, che piena) sono soggette sia ai carichi di categoria F previsti per le zone adibite a box, sia ai carichi previsti per le zone comuni di civile abitazione (categoria A) nella zona del vano scale e dell'androne.

12.6.5.1 Momenti agenti da calcolo

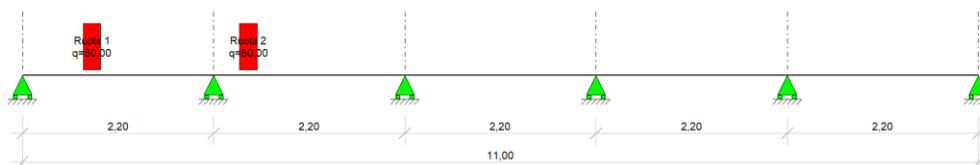
I massimi momenti agli SLU dovuti ai carichi distribuiti sono stati calcolati molto cautelativamente come $\pm 1/8 \times q \times L^2$, con $L = 2.2$ m, e sono:

Momento dovuto alla soletta, alla lamiera grecata e al carico distribuito delle pareti divisorie interne ridistribuite come 1.6 kN/m²: ± 3.50 kNm/m

Momento dovuto agli accidentali per parti comuni (4 kN/m²) ± 3.63 kNm/m

Non si considera il momento dovuto alle pareti concentrate in quanto scaricano direttamente sulle travi in acciaio, si esegue semplicemente una verifica per il momento dovuto alla loro eccentricità rispetto all'asse della trave in acciaio (vedi §12.6.5.5)

Momento dovuto ai carichi concentrati da 10 kN, calcolato con software ENG, ridistribuendo i carichi su 200 mm (100 mm da normativa + 100 mm di diffusione nello spessore della soletta):



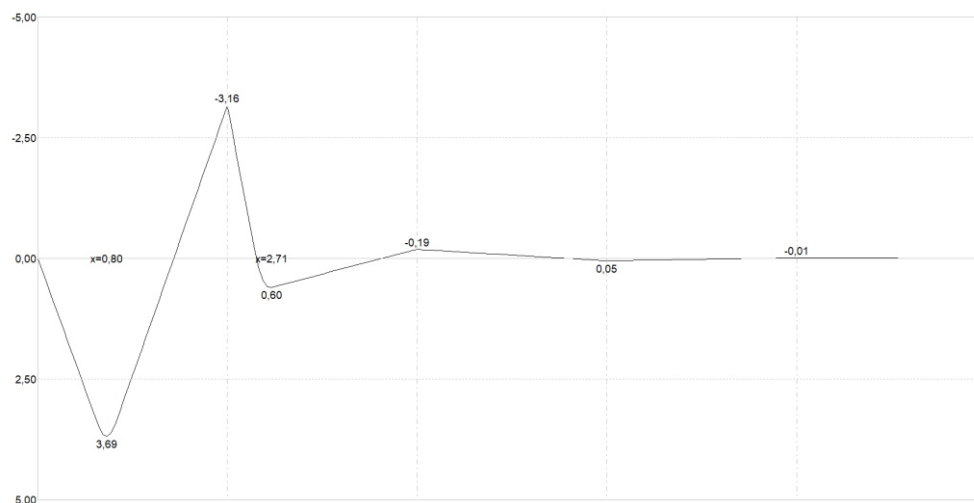


Figura 117: Massimo momento positivo dovuti ai carichi concentrati da 10 kN.

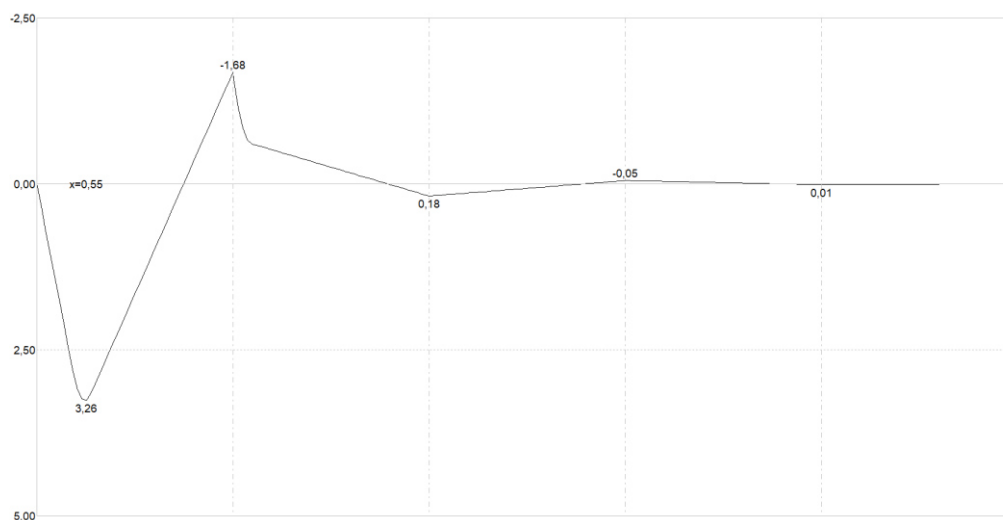
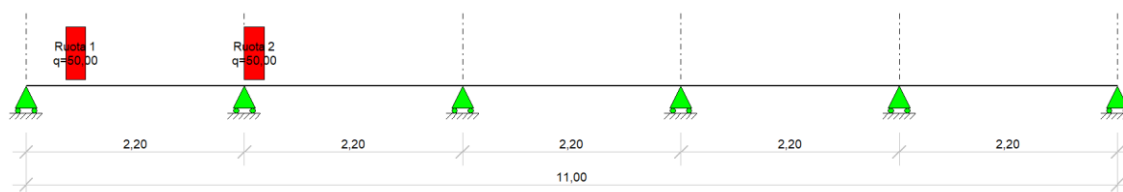


Figura 118: Massimo momento negativo dovuti ai carichi concentrati da 10 kN.

La disposizione dei carichi per calcolare i massimi momenti sollecitanti è stata scelta tenendo in considerazione una ripartizione sulla larghezza di 3 greche (45 cm), pertanto i massimi momenti sono:

Momento positivo agli SLU: $1.5 \times 3.69 / 0.45 = 12.3 \text{ kNm/m}$

Momento negativo agli SLU: $1.5 \times -1.68 / 0.45 = -5.6 \text{ kNm/m}$

I massimi momenti totali agli SLU sono quindi:

Massimo momento positivo (in presenza dei carichi variabili concentrati), M_{Ed}^+ : +17.9 kNm/m

Massimo momento negativo (in presenza dei carichi variabili concentrati) M_{Ed}^- : - 9.1 kNm/m

12.6.5.2 Momenti resistenti e verifica

Il calcolo dei momenti resistenti è stato condotto con VCASLU considerando sia la sezione piena che quella con lamiera grecata e prendendo la resistenza minore tra le due:

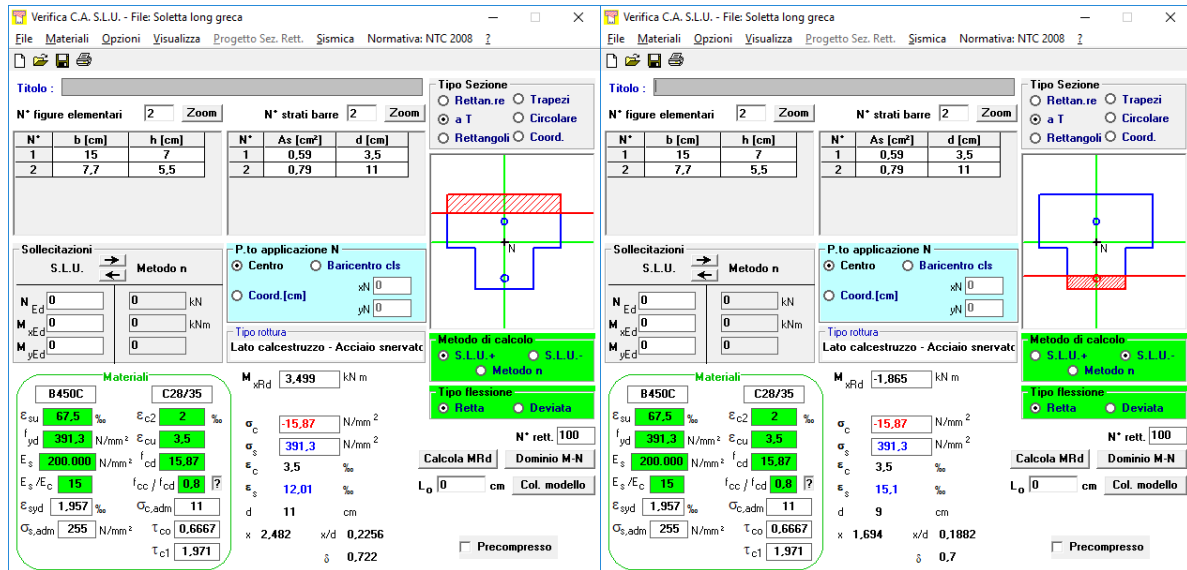


Figura 119: Calcolo in VCASLU dei momenti resistenti positivi e negativi della sezione con greche.

I calcoli sono riferiti alla singola greca, a metro si ha:

Momento resistente positivo, M_{Rd}^+ : $3.5 \text{ kNm} / 0.15 \text{ m} = 23.3 \text{ kNm/m}$

Momento resistente negativo, M_{Rd}^- : $-1.87 \text{ kNm} / 0.15 \text{ m} = -12.4 \text{ kNm/m}$

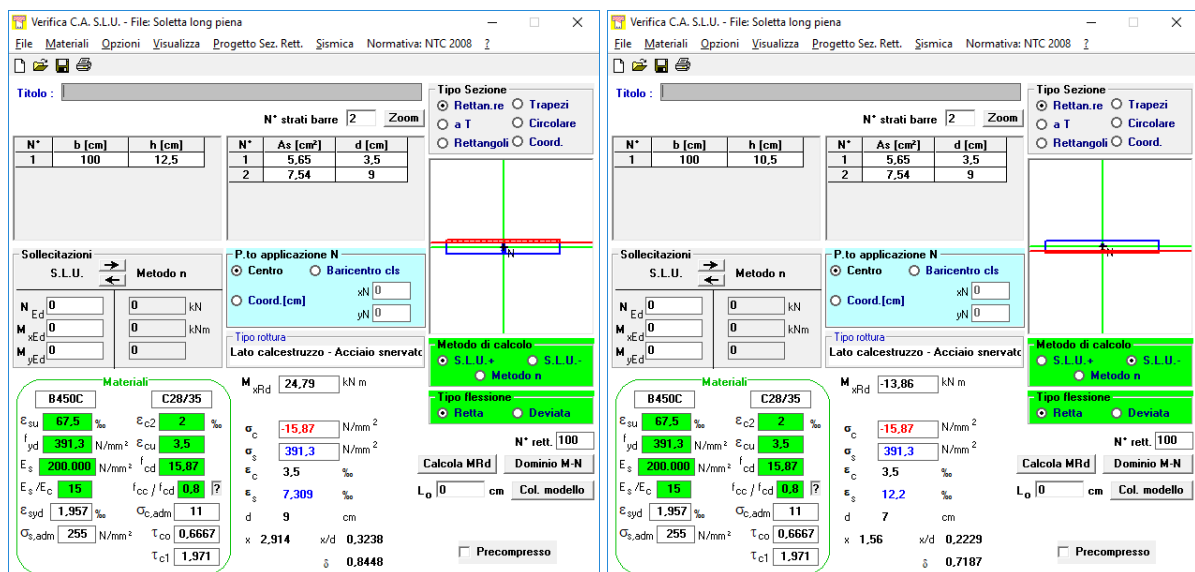


Figura 120: Calcolo in VCASLU dei momenti resistenti positivi e negativi della sezione piena su 1 metro.

I momenti resistenti minori sono quindi:

Momento resistente positivo (su greche), M_{Rd}^+ : 23.3 kNm/m > $M_{Ed}^+ = 22.0$ kNm/m

Momento resistente negativo (su greche), M_{Rd}^- : -12.4 kNm/m > $M_{Ed}^- = 11.9$ kNm/m

La soletta è verificata a flessione.

12.6.5.3 Taglio agente da calcolo

I massimi tagli agli SLU dovuti ai carichi distribuiti sono stati calcolati molto cautelativamente come nel caso di trave su due appoggi, ossia $0.625 \times q \times L$:

Taglio dovuto alla soletta, alla lamiera grecata e al carico distribuito delle pareti divisorie interne ridistribuite come 1.6 kN/m^2 : 7.95 kN/m

Taglio dovuto agli accidentali per parti comuni (4 kN/m^2) 8.25 kN/m

Taglio dovuto ai carichi concentrati da 10 kN, ridistribuito su tre greche (45 cm):
 $1.5 \times 10 / 0.45 \text{ m} = 33.33 \text{ kN/m}$

Taglio massimo totale agli SLU, V_{Ed} : 41.28 kN/m

12.6.5.4 Taglio resistente e verifica

Il taglio resistente (in appoggio) è stato calcolato assumendo la sezione non specificatamente armata a taglio, con le armature tese superiori pari a $0.75 \Phi 10$ ogni greca:

Verifica a taglio elementi senza armatura trasversale	
altezza sezione h (mm)	125.00
larghezza sezione b_w (mm)	89.00
copriferro netto c (mm)	10.00
altezza utile sezione d (mm)	115.00
res. caratteristica a compressione f_{ck} (MPa)	28.00
coefficiente del materiale γ_M	1.50
res. di calcolo a compressione f_{cd} (MPa)	15.87
tensione media di compressione (MPa)	0.00
tensione di compressione di verifica (MPa)	0.00
arm. longitudinale tesa - $0.75\phi 10$ (mm^2)	58.99
rapporto geometrico armatura longitudinale	0.0058
k	2.00
V_{min}	0.52
V_{Rd} (kN)	6.21

Figura 121: Calcolo del taglio resistente massimo per ciascuna greca.

La sezione di soletta piena presenta valori di resistenza a taglio superiori e non ne viene riportato il calcolo in seguito.

Il taglio resistente a metro è V_{Rd} : $6.21 / 0.15 \text{ m} = 41.4 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 41.28 \text{ kN/m}$

La verifica a taglio della soletta è soddisfatta.

12.6.5.5 Verifica della soletta per effetto dell'eccentricità della parete da 20 cm

Sui bordi esterni della soletta, la parete perimetrale da 20 cm (6 kN/m) è eccentrica rispetto all'asse delle travi; detta eccentricità, assunta pari a 20 cm, viene affidata allo sbalzo della soletta. A questa sollecitazione si aggiunge il carico per categoria A assunto cautelativamente pari a 4kN/m² sullo sbalzo di soletta esterno che costituisce parte del marciapiede. Ne risultano le seguenti sollecitazioni:

Momento sull'appoggio, M_{Ed} : $1.5 \times 6 \text{ kN/m} \times 0.2 \text{ m} + 1.5 \times 4 \times 0.3^2 / 2 = -2.1 \text{ kNm/m}$

Taglio, V_{Ed} : $1.5 \times 6 \text{ kN/m} + 1.5 \times 4 \times 0.3 = 10.8 \text{ kN/m}$

I valori di resistenza sono calcolati sulla base dell'armatura trasversale disposta superiormente nella zona con lamiera grecata (la meno resistente), pari a 1 Φ 10 / 20 cm:

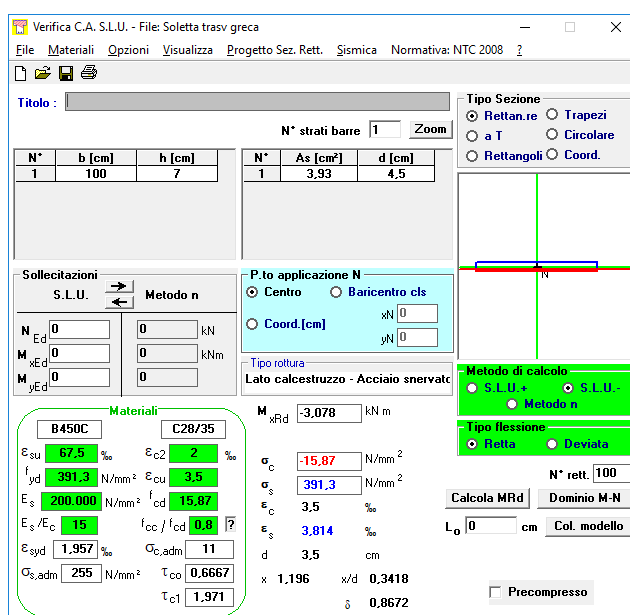


Figura 122: Calcolo in VCASLU del momento resistente negativo della sezione con greche.

Verifica a taglio elementi senza armatura trasversale	
altezza sezione h (mm)	70.00
larghezza sezione b_w (mm)	1000.00
copriferro netto c (mm)	45.00
altezza utile sezione d (mm)	25.00
res. caratteristica a compressione f_{ck} (MPa)	28.00
coefficiente del materiale γ_M	1.50
res. di calcolo a compressione f_{cd} (MPa)	15.87
tensione media di compressione (MPa)	0.00
tensione di compressione di verifica (MPa)	0.00
arm. longitudinale tesa - 5 Φ 10 (mm ²)	393.24
rapporto geometrico armatura longitudinale	0.0157
k	2.00
V_{min}	0.52
V_{Rd} (kN)	21.19

Figura 123: Calcolo in VCASLU del taglio resistente della sezione con greche.



LAIRA SRL
Via tagliamento 8 – Montegrotto Terme
Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

Quindi:

Il momento resistente è M_{Rd} :

$$3.08 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 2.1 \text{ kNm/m}$$

Il taglio resistente è V_{Rd} :

$$21.19 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 10.8 \text{ kN/m}$$

Le verifiche a taglio e momento sono soddisfatte.

12.7 Verifica degli spostamenti agli SLD

Si controlla che i drift d'interpiano siano inferiori ai limiti indicati da normativa al §7.10.6.1. Nel seguito è riportato un print-screen degli spostamenti massimi da involucro agli SLD ottenuti da modello:

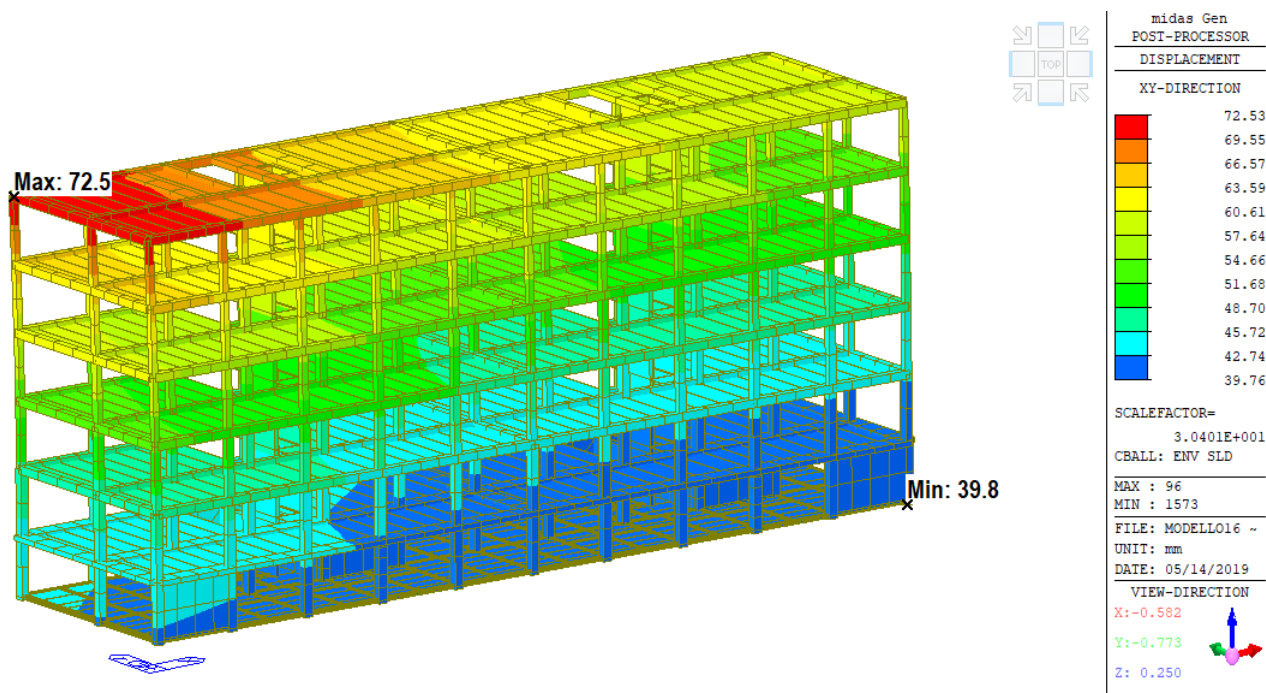


Figura 124: Spostamenti massimi nel piano ottenuti da modello per la sola sovrastruttura.

Dal modello si evince che il drift massimo si ha al quinto piano ed è pari a:

$$d_{r,max} = d_{r,COP} - d_{r,P5} \quad 72.5 - 65.0 = 7.5 \quad \text{mm}$$

Come limite di spostamento si adotta quello per tamponature fragili che, nel caso di strutture isolate, è pari a:

$$d_{r,lim} = 2/3 \times 0.005 \times h = 2/3 \times 0.005 \times 3200 = 10.6 \quad \text{mm} > d_{r,max} = 7.5 \quad \text{mm}$$

Il massimo drift è inferiore al limite, verifica soddisfatta.

13 ANALISI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI E DEL TERRENO

13.1 Introduzione

Si riportano le verifiche delle fondazioni, sia strutturali sia di capacità portante del terreno. Le sollecitazioni sono ricavate come descritto al §9.3.

13.2 Verifiche strutturali

13.2.1 Sollecitazioni

Seguono gli involuipi dei diagrammi di taglio e momento delle travi di fondazione in condizioni SLU ed SLV.

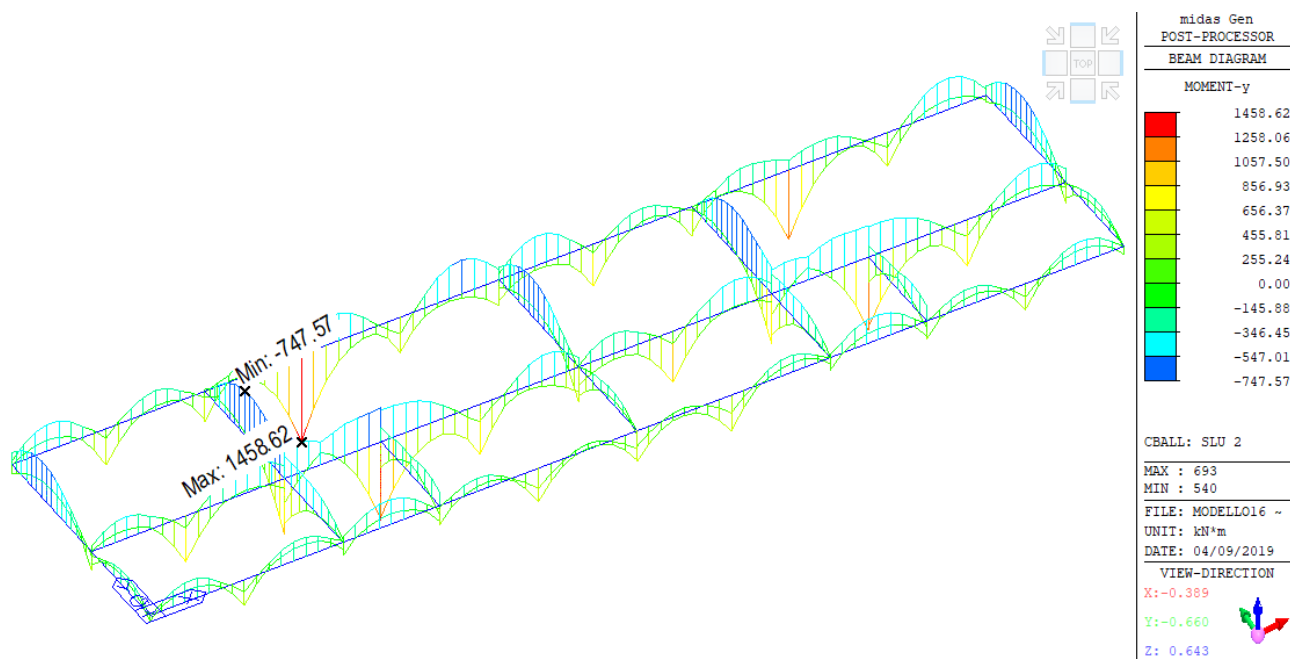


Figura 125: Involuppo dei momenti flettenti sulle travi in fondazione agli SLU.

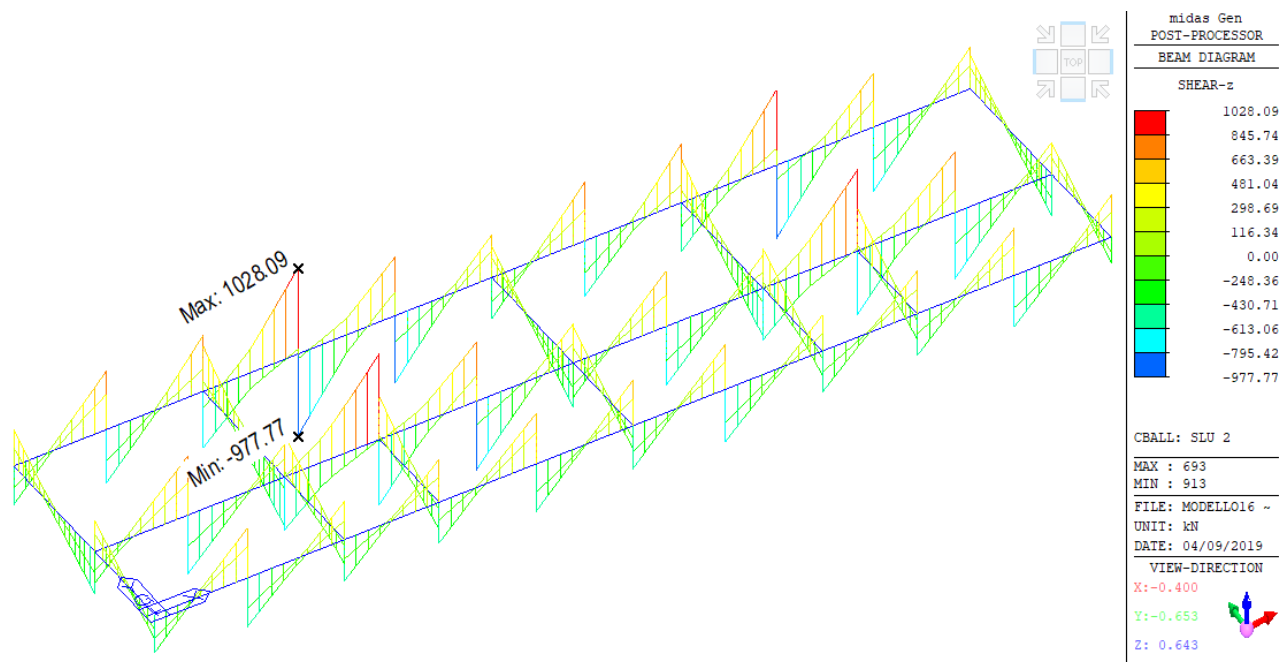


Figura 126: Involuppo dei tagli sulle travi in fondazione agli SLU.

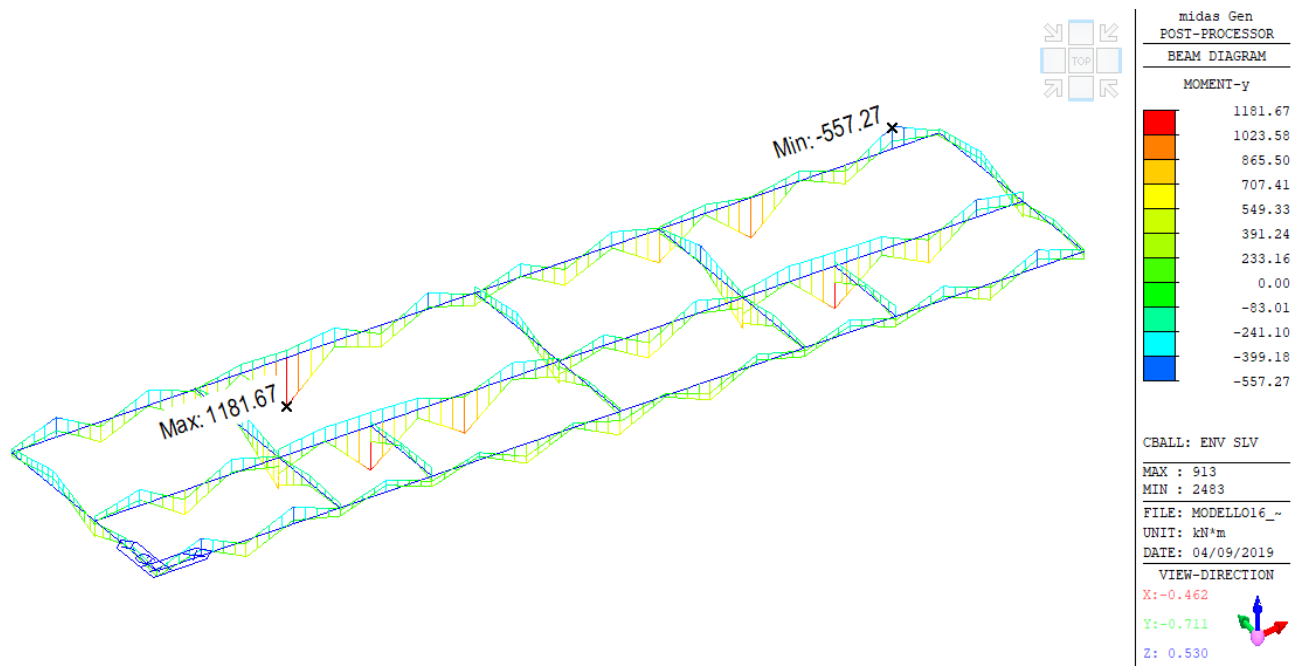


Figura 127: Involuppo dei momenti flettenti sulle travi in fondazione agli SLV.

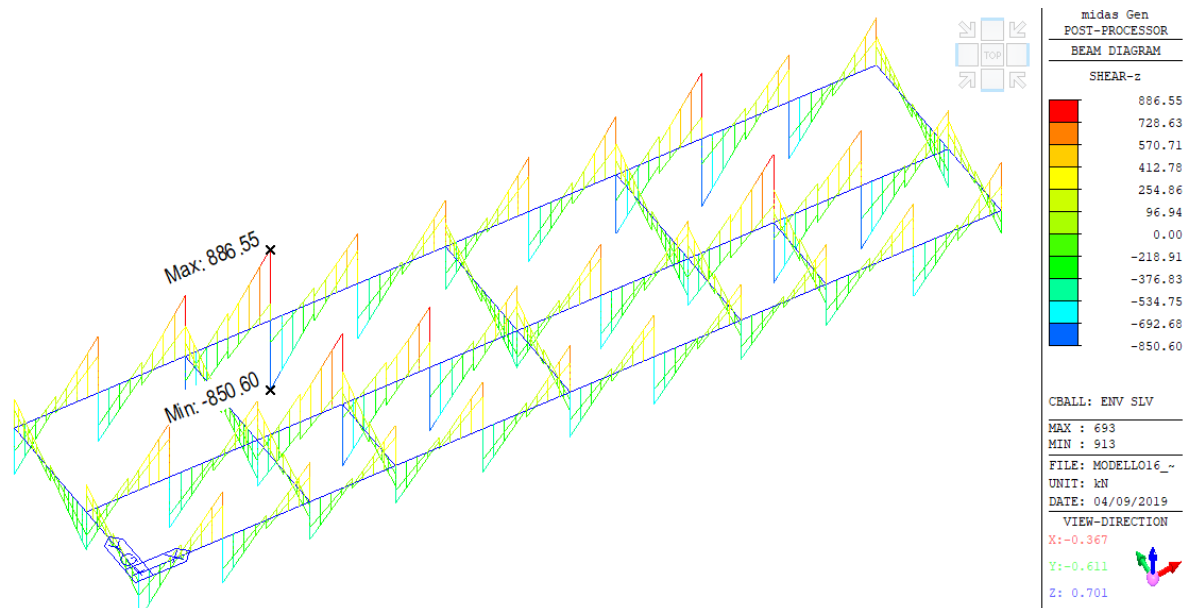


Figura 128: Inviluppo dei tagli sulle travi in fondazione agli SLV.

Date le maggiori sollecitazioni in condizioni statiche (SLU) si verificano solo queste ultime.

13.2.2 Verifiche a flessione

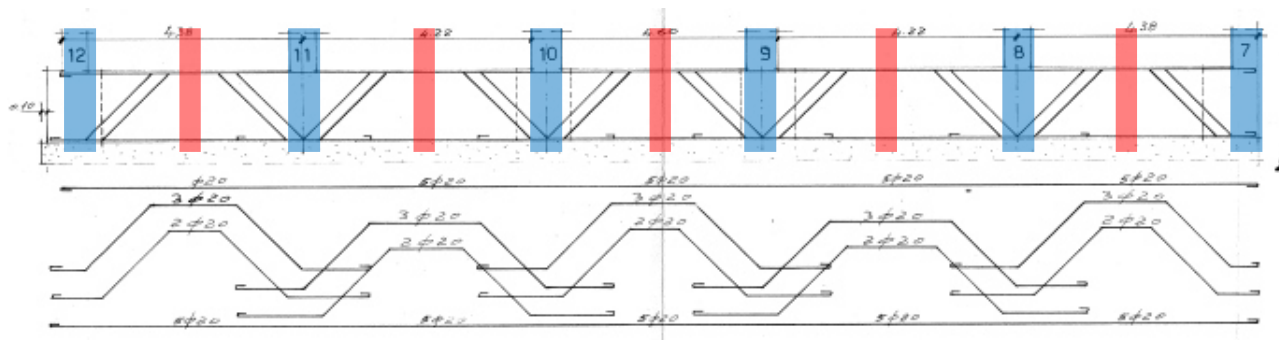
Vi sono due tipi di travi oggetto di verifica:

- Travi a T parallele al lato lungo con sezione di altezza 1.30 m, collo di larghezza 0.80 m, martello di larghezza 1.60 m e altezza 0.60 m. La verifica viene condotta cautelativamente considerando la sola parte di sezione rettangolare centrale da 0.80×1.30 m;
- Travi rettangolari parallele al lato corto di sezione 1.00×1.30 m. La verifica viene condotta cautelativamente considerando una sezione rettangolare 0.80×1.30 m;

L'armatura delle due tipologie di travi è identica in termini di quantità di armatura e posizionamento della stessa nelle zone di campata o presso i pilastri così come la staffatura e la presenza di barre piegate, come indicato nelle tavole originali riportate in Figura 129.

Alla luce di ciò e del fatto di considerare entrambe le sezioni come rettangolari 0.80×1.30 m, le verifiche vengono condotte su tutte le travi con le medesime sezioni

Si riportano le verifiche nelle sezioni più sollecitate delle sezioni presso il pilastro ed in campata.



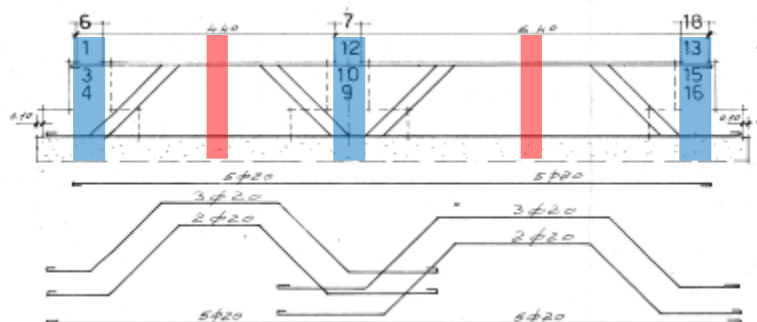


Figura 129: Travi oggetto di verifica (blu → sezioni presso pilastro; rosso → sezioni di campata).

La sezione in campata presenta 5+5 ϕ 20 superiori e 5 ϕ 20 inferiori. Ciò comporta un momento resistente M_{Rd} pari a 1251 kNm (Figura 130). Il massimo momento in campata si attesta a circa $|-750|$ kN (Figura 125), inferiore al resistente. **La verifica a flessione in campata è soddisfatta.**

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave a T_campata

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	70
2	80	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	4
2	15.71	126

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali B450C C25/30

ϵ_{su} 1.68 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 336 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.68 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{Rd} -1 227 kN m
 σ_c -6.809 N/mm²
 σ_s 336 N/mm²
 ϵ_c 0.5585 ‰
 ϵ_s 1.68 ‰
d 126 cm
x 31.44 x/d 0.2495
 δ 0.7519

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Figura 130: Momento resistente sezione in campata.

La sezione in appoggio presso i pilastri presenta 5 ϕ 20 superiori, 5+(2+3) ϕ 20 inferiori e (2+3) ϕ 20 inclinati a 45° a circa 20 cm dal bordo inferiore della trave. Ciò comporta un momento resistente M_{Rd} pari a $|-1491|$ kNm (Figura 131). Il massimo momento in campata si attesta a circa 1458 kN (Figura 125), inferiore al resistente. **La verifica a flessione presso i pilastri è soddisfatta.**

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave a T_campata

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	70
2	80	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	4
2	11.15	106
3	31.42	126

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 1.68 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 336 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.68 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 1 491 kN m

σ_c -7.75 N/mm²
σ_s 336 N/mm²
ε_c 0.6538 ‰
ε_s 1.68 ‰
d 126 cm
x 35.3 x/d 0.2801
δ 0.7902

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 131: Momento resistente sezione in campata.

13.2.3 Verifiche a taglio

Si valuta dapprima la resistenza a taglio della sezione staffata (2φ8/25), che è pari a 378 kN.

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C12/15
f _{cd} (Mpa)	6.80
acciaio	Custom
f _{yd} (Mpa)	337.00
sezione - base × altezza (mm)	800 × 1300
altezza utile (mm)	1242.00
braccio della forza (0.9·d mm)	1117.80
armatura trasversale (2φ8/25) - area (mm²/mm)	0.40
inclinazione α armatura trasversale (deg)	90.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α _c	1.00
V _{Rsd} (kN)	378.00
V _{Rcd} (kN)	1048.75
V _{Rd} (kN)	378.00

Figura 132: Resistenza a taglio armata, contributo delle sole staffe.

Segue l'involuppo SLU dei tagli confrontati con il resistente di cui in precedenza (378 kN).

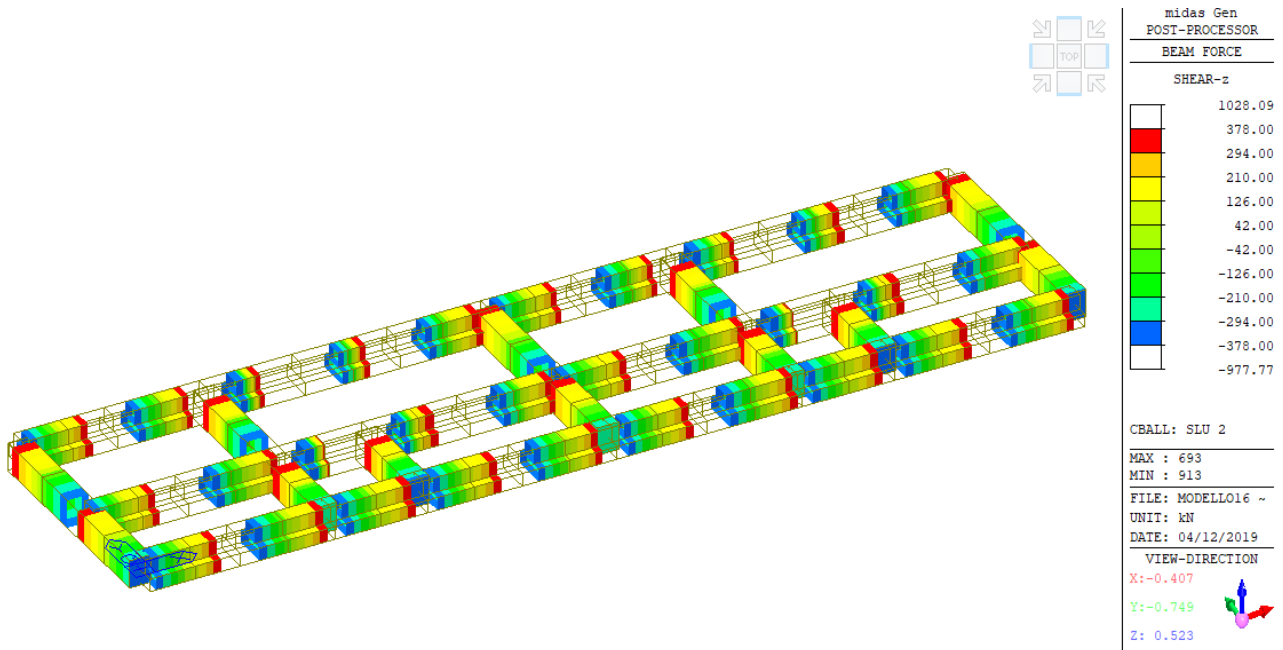


Figura 133: Inviluppo SLU dei tagli: aree colorate → taglio agente inferiore al resistente dato dalle sole staffe; aree non colorate → taglio agente superiore al resistente dato dalle sole staffe.

Le zone colorate con la campitura presentano taglio agente inferiore al resistente e possono pertanto ritenersi verificate con le sole staffe. Nelle area non colorate l'azione tagliante è superiore alla resistenza a taglio delle sole staffe, pertanto la verifica è affinata tenendo conto dei ferri piegati come specificato in seguito.

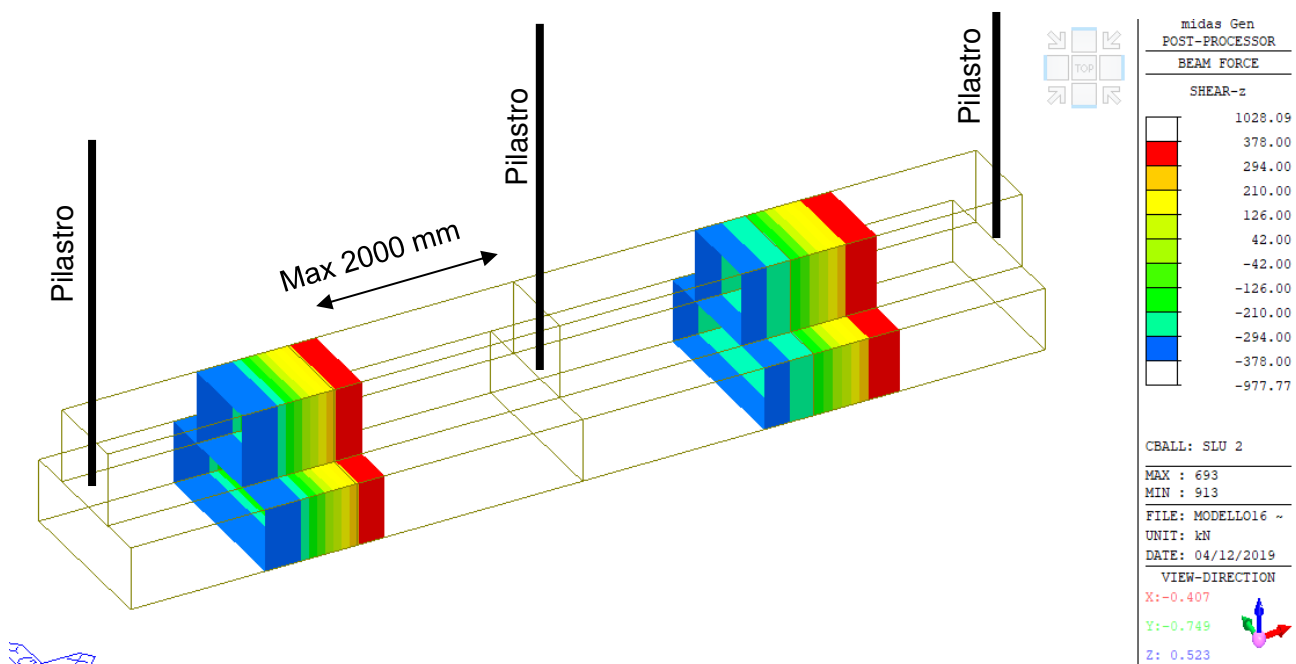


Figura 134: Dettaglio inviluppo SLU dei tagli nelle zone più sollecitate; aree campite → taglio agente inferiore al resistente dato dalle sole staffe; aree non campite → taglio agente superiore al resistente dato dalle sole staffe.

Le zone non coperte dal taglio resistente (Figura 133 e Figura 134) sono interessate dalla presenza di (2+3) $\phi 20$ inclinati a 45° . La lunghezza di tali zone è al max 2000 mm, valore del tutto compatibile con la zona di funzionamento delle barre a 45° . Infatti questa distanza è inferiore a tre volte la distanza che intercorre tra l'asse dei pilastri ed il baricentro delle barre piegate a metà dell'altezza utile della sezione, ovvero circa 700 mm. Ciò significa che l'ipotetica porzione triangolare del diagramma del taglio non coperta da quello resistente delle sole staffe ha un'estensione (2000 mm) inferiore alla lunghezza in cui i ferri a 45° possono contribuire nella resistenza a taglio ($700 \times 3 = 2100$ mm). Pertanto, in tale zona, non coperta dalla resistenza delle sole staffe, si può considerare il contributo resistente dato dai ferri piegati.

La verifica viene quindi condotta determinando il contributo (taglio resistente) delle barre a 45° (2+3 $\phi 20/200$ equivalenti a 1 $\phi 20/40$) con un puntone di calcestruzzo avente la medesima inclinazione di quello utilizzato con le staffe. Il taglio resistente complessivo è assunto pari al minimo tra la somma dei due tagli resistenti a trazione (staffe + barre piegate), il taglio compressione delle staffe ed il taglio compressione delle barre a 45° .

Verifica a taglio elementi con armatura trasversale (NTC08 § 4.1.2.1.3.2)	
calcestruzzo	C12/15
f_{cd} (Mpa)	6.80
acciaio	Custom
f_{yd} (Mpa)	337.00
sezione - base \times altezza (mm)	800 \times 1300
altezza utile (mm)	1230.00
braccio della forza ($0.9 \cdot d$ mm)	1107.00
armatura trasversale (1 $\phi 20/40$) - area (mm^2/mm)	0.79
inclinazione α armatura trasversale (deg)	45.00
inclinazione θ puntoni di cls (deg)	21.81
sforzo normale (kN)	0.00
tensione media nel cls (MPa)	0.00
α_c	1.00
V_{Rsd} (kN)	723.88
V_{Rcd} (kN)	1454.24
V_{Rd} (kN)	723.88

Figura 135: Resistenza a taglio armata, contributo dei ferri piegati a 45° .

Verifica a taglio:

Inclinazione comune del puntone θ	21.81°
Taglio trazione resistente staffe $V_{Rsd,st}$	378 kN
Taglio compressione resistente staffe $V_{Rcd,st}$	1048 kN
Taglio trazione resistente barre piegate $V_{Rsd,45}$	723 kN
Taglio compressione resistente barre piegate $V_{Rcd,45}$	1454 kN
Taglio resistente $V_{Rd} = \min (V_{Rsd,st} + V_{Rsd,45}; V_{Rcd,st}; V_{Rcd,45}) =$	
$= \min (378 + 723; 1048; 1454) =$	
	1048 kN
Taglio sollecitante massimo V_{Ed}	1028 kN
$V_{Ed} < V_{Rd}$	

La verifica a taglio è soddisfatta.



LAIRA SRL
Via taglio 8 – Montegrotto Terme
Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

13.3 Verifica della capacità portante del terreno

13.3.1 Calcolo capacità portante

Sulla base dei dati provenienti dalle relazioni geologiche [22], si esegue la stima della tensione limite del terreno per la combinazione (A1+M1+R3) in condizioni SLU (più gravose).

Le caratteristiche geotecniche del terreno in condizioni drenate sono le seguenti (§4.1):

$$\varphi = 36^\circ$$

$$c = 0$$

$$\gamma = 20.2 \text{ kN/m}^3$$

Considerando le travi di fondazioni parallele al lato lungo dell'edificio, più sollecitate, la larghezza delle travi è 1.60 m (da rilievo [23]), mentre la lunghezza complessiva è di circa 43 m. Tale rapporto implica modesti effetti di forma sulla capacità portante e, pertanto, quest'ultima viene assunta come quella di una fondazione nastriforme.

La capacità portante viene calcolata tenendo conto dei fattori di amplificazione dovuti all'inclinazione del carico e della dimensione ridotta dovuta al momento. Ai fini del calcolo di tali fattori e dell'eccentricità, in via cautelativa si considera la trave di fondazione di lunghezza 43 m e larghezza 1.6 m, un taglio orizzontale (trasmesso dalla sovrastruttura per effetto dell'azione del vento) che viene imposto in sommità della trave di altezza 1.30 m. Il carico medio proveniente dal singolo pilastro si attesta sugli 800 kN (carico in concomitanza all'azione sismica).

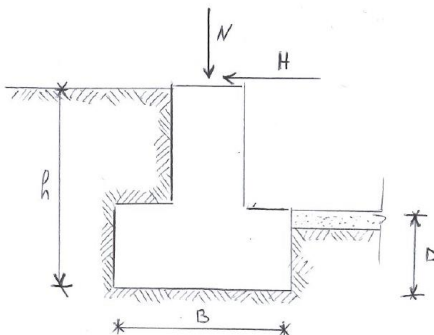


Figura 136: Schema fondazione.

Si ha quindi:

Caratteristiche meccaniche:

Angolo di attrito φ	36°
Coesione c	0 kN/m ²
Peso specifico del terreno asciutto γ	20.2 kN/m ³

Coefficienti di Brinch-Hansen:

$$\begin{aligned}
 N_q &= (1 + \sin \varphi) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi / (1 - \sin \varphi)} = \\
 &= (1 + \sin 36.0^\circ) \times e^{\pi \cdot \tan 36.0^\circ / (1 - \sin 36.0^\circ)} = 37.7 \\
 N_y &= 2.0 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi = 2.0 \times (37.7 - 1) \times \tan 36.0^\circ = 53.3 \\
 N_c &= (N_q - 1) / \tan \varphi = (37.7 - 1) / \tan 36.0^\circ = 50.5
 \end{aligned}$$

Geometrie:

Lunghezza trave L	43	m
Larghezza trave B	1.60	m
Altezza fondazione h	1.30	m
Strato terreno a lato fondazione D	0.80	m

Coefficienti di inclinazione:

Carico medio singolo pilastro (cautelativamente sulla trave meno caricata) N_{pil}	450	kN
Carico verticale su singola trave (11 pilastri per trave) N_{TR}	4950	kN
Carico orizzontale totale da vento H_{TOT}	1500	kN
Carico orizzontale su singola trave (3 travi) H_{TR}	500	kN
Parametro $m = (2+B/L)/(1+B/L) =$ $= (2+1.60/43)/(1+1.6/43) \approx$	1.96	
Fattore di inclinazione $i_y = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \phi))^{(m+1)} =$ $= (1 - 500/(4950 + 0))^{1.96+1} =$	0.73	
Fattore di inclinazione $i_q = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \phi))^m =$ $= (1 - 500/(4950 + 0))^{1.96} =$	0.81	
Fattore di inclinazione $i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c \cdot \tan \phi) =$ $= 0.81 - (1 - 0.81) / (50.5 \cdot \tan(36)) =$	0.80	

Larghezza efficace:

Momento su singola trave $M_{TR} = H_{TR} \cdot h = 500 \times 1.30 =$	650	kNm
Eccentricità $e = M_{TR}/N_{TR} = 650/4950 =$	0.13	m
Larghezza efficace $B' = B - 2 \cdot e = 1.60 - 2 \times 0.13 =$	1.34	m

Capacità portante:

Carico limite $q_K = i_c \cdot c \cdot N_c + i_q \cdot q \cdot N_q + i_y \cdot 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_y =$ $= 0.0 + 0.81 \times 20.2 \times 37.7 + 0.73 \times 0.5 \times 20.2 \times 1.34 \times 53.3 =$ $= 0.0 + 617 + 527 =$	1144	kPa
Coefficiente di sicurezza γ	2.30	
Tensione limite di calcolo $q_{lim} = q_K/\gamma = 1144/2.30 =$	497	kPa



LAIRA SRL
Via taglio 8 – Montegrotto Terme
Ing. Massimiliano Lazzari

Lotto n. 351 Arca Capitanata - Foggia

A2. Relazione tecnica strutturale

13.3.2 Verifica

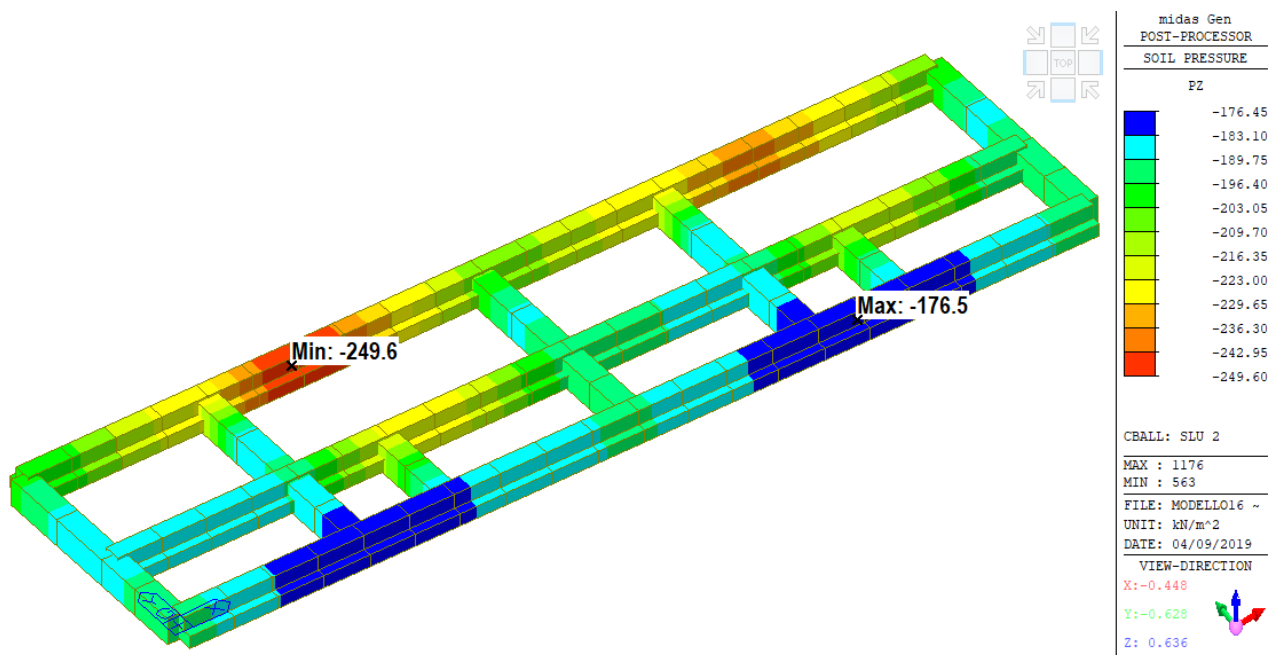


Figura 137: involucro delle tensioni (kPa) sul terreno scaricate dalle travi di fondazione agli SLU.

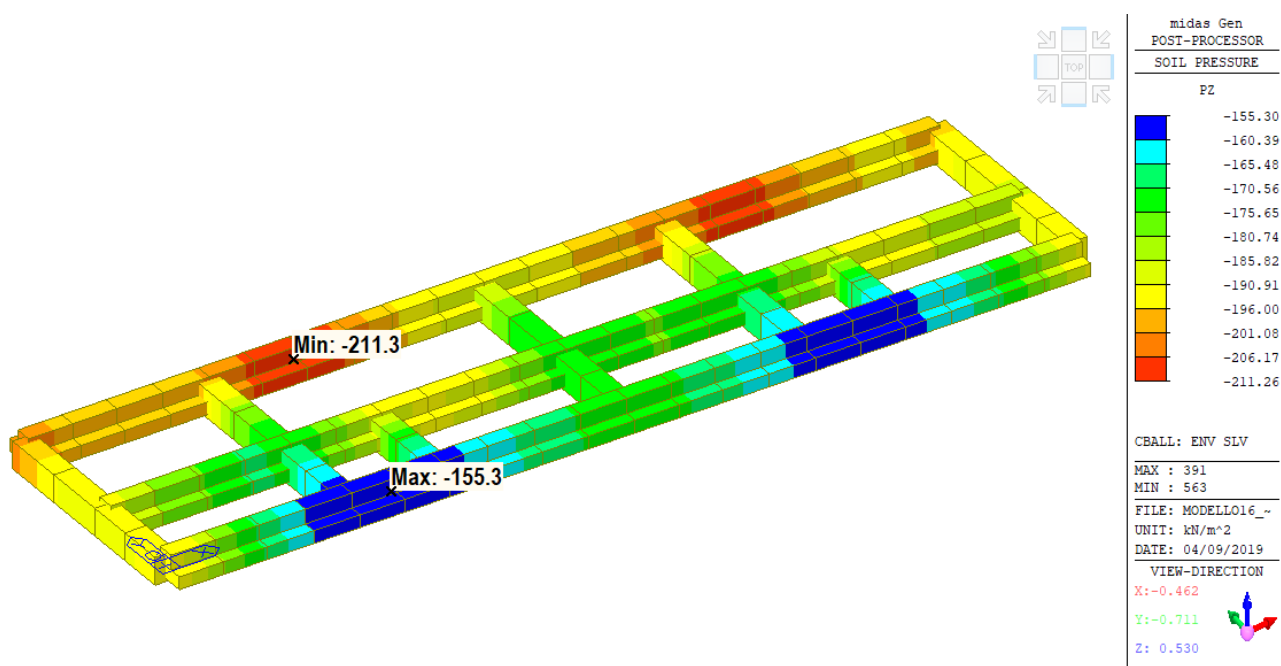


Figura 138: involucro delle tensioni (kPa) sul terreno scaricate dalle travi di fondazione agli SLV.

La tensione più gravosa si attesta sui 250 kPa allo SLU (Figura 137), pari a 0.25 MPa o 2.5 kg/cm². Tale valore è inferiore al valore limite di 497 kN/m², pari a 0.50 MPa o 5.0 kg/cm².

La verifica della capacità portante del terreno è soddisfatta.

14 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è verificata l'idoneità strutturale dell'intervento di adeguamento sismico e rinforzo strutturale proposto per gli edifici del Lotto n.351 dell'ARCA Capitanata di Foggia.

Il progetto e la verifica dell'intervento sono stati condotti secondo questi punti:

- Verifica dello stato di fatto, sulla base delle caratteristiche strutturali desunte dai progetti originali, nonché da rilievi e prove in sito, che ha mostrato le seguenti carenze:
 - Insufficienza statica per azioni sismiche inferiori a un terzo dell'azione sismica longitudinale (X) di progetto.
 - Insufficienza statica per azioni sismiche e da vento inferiori a un quinto di quelle da progetto in direzione trasversale (Y).
 - Insufficienza statica nei confronti delle azioni verticali per le travi del primo solaio.
- Progettazione dell'intervento d'isolamento con lo scopo di conseguire l'adeguamento sismico e al contempo ridurre al minimo le interferenze con le attività dei condomini.
- Disposizione di guide longitudinali con spine a rottura, per impedire lo spostamento trasversale (Y) dell'edificio isolato sotto l'azione del vento.
- Progettazione degli interventi di rinforzo strutturale (setti in c.a. al piano terra, mensole sulle travi del primo solaio e placcaggio dei vani ascensore) nei confronti delle azioni statiche verticali e orizzontali (vento). L'intervento è tale da ridurre sempre al minimo le interferenze con gli inquilini.
- Calcolo degli spostamenti e verifica degli isolatori con l'ausilio di analisi dinamiche non lineari.
- Calcolo delle sollecitazioni post-intervento su sovrastruttura, sottostruttura e terreno mediante l'impiego di analisi dinamiche con spettro di risposta per facilitare la gestione dei risultati e con fattore di struttura $q = 1.5$ come consentito dalla norma.
- Verifica della struttura post-intervento e dei rinforzi; affinando, qualora necessario, le verifiche, mediante l'assunzione d'ipotesi meno restrittive ma comunque ingegneristicamente ragionevoli e tali da garantire il rispetto del grado di sicurezza previsto dalla normativa tecnica.

Alla luce di quanto presentato, e considerando che le verifiche post-intervento hanno dato esito positivo, si ritiene che l'intervento di adeguamento proposto sia strutturalmente adeguato nei confronti delle azioni statiche e sismiche.

Padova, novembre 2019

Ing. Massimiliano Lazzari