



COMUNE DI TERNI  
PROVINCIA DI TERNI



Unione Europea  
NextGenerationEU

Intervento finanziato dall'Unione Europea  
NextGenerationEU

**ADEGUAMENTO SISMICO  
DEL COMPLESSO SCOLASTICO "LE GRAZIE" EDIFICI B-C  
VIA DEI CICLAMINI 1 - TERNI  
Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU**

Proprietà: Comune di Terni  
Responsabile Unico del Procedimento: geom. Stefano Fredduzzi

**RELAZIONI STRUTTURE**

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

 <p><b>CITTA FUTURA</b> via S. Chiara, 9 – 55100 Lucca tel. 0583/490920 – Fax 490921 E. mail: posta@cittafutura.com</p>		EMISSIONE <b>01/09/2022</b>
		REVISIONE
		FASCICOLO <b>RS01</b>
<b>Responsabile integrazione prestazioni specialistiche:</b>	ing. Alfredo Alunni-Macerini	Produzione: ing. Andrea Alunni Macerini
<b>Progetto architettonico:</b>	arch. Cristiana Brindisi ing. Nubia Salani ing. Alessio Bellucci arch. Elena Carnaroli	
<b>Strutture:</b>	ing. Andrea Alunni-Macerini Ing. Marco Andreoni	Verifica: ing. Giuliano Dalle Mura
<b>Impianti:</b>	ing. Alfredo Alunni-Macerini	
<b>Impianti meccanici:</b>	ing. Gian Piero Calissi	Approvazione: ing. Alfredo Alunni-Macerini
<b>Impianti elettrici ordinari e speciali - Acustica:</b>	dott.per.ind. Davide Possamai	
<b>Prevenzione incendi - Energetica:</b>	ing. Chiara Calissi	
<b>Coordinamento Sicurezza:</b>	ing. Paolo Amadio	
<b>Rilievi:</b>	geom. Alfredo Antonelli	
<b>Geologia:</b>	dott.ssa Roberta Giorgi dott. Paolo Bartocchini	



## Sommario

1	RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA .....	3
1.1	Localizzazione e documentazione fotografica .....	3
1.2	Localizzazione e documentazione fotografica .....	5
1.3	Estratti cartografici .....	7
1.4	Ortofoto storiche .....	8
1.5	Relazione storica .....	9
1.6	Indagini e rilievi riguardanti l'organismo strutturale e principali criticità .....	41
1.7	Descrizione interventi .....	58
1.7.1	Specifiche per gli impianti di nuova realizzazione .....	59
2	RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI .....	60
3	RELAZIONE GEOTECNICA .....	63
4	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI .....	63
5	RELAZIONE DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	64
5.1	Normative di riferimento .....	64
5.2	Analisi dei carichi .....	64
5.2.1	Edificio B .....	64
5.2.2	Edificio C .....	65
5.2.3	Connettivo .....	66
5.3	Ipotesi alla base della progettazione strutturale e indici di sicurezza conseguiti .....	67
5.4	Modelli strutturali adottati .....	73
5.4.1	Modelli Edificio B .....	74
5.4.2	Modelli Edificio C .....	82
5.4.3	Modelli Connettivo .....	92
5.5	Verifiche solai .....	103
5.6	Verifiche locali edificio B .....	108
5.6.1	Verifiche inghisaggi nuovi setti .....	108
5.6.2	Verifiche inghisaggi travi .....	117
5.7	Verifiche locali edificio C .....	118
5.7.1	Verifiche inghisaggi nuovi setti .....	118
5.7.2	Verifica inghisaggi pilastri .....	120
5.7.3	Verifiche inghisaggi travi .....	121
5.7.4	Verifiche collegamenti bullonati copertura in acciaio .....	124
5.8	Verifiche locali connettivo .....	133
5.9	Verifiche parapetto .....	138
6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	141
7	PIANO DI MANUTENZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI .....	142





# 1 RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

## 1.1 Localizzazione e documentazione fotografica

La presente relazione descrittiva e tecnica illustra la proposta progettuale relativa al progetto di “Lavori di adeguamento sismico del complesso scolastico Le Grazie, edifici B - C” finanziato dal Decreto Ministeriale n. 192 del 23 giugno 2021 con cui è stato adottato il piano di interventi per l’edilizia scolastica, con riferimento all’annualità 2020, della programmazione triennale “Mutui Bei”.

L’intervento in oggetto riguarda l’adeguamento sismico dei Corpi B e C. Il Corpo B è quello posizionato più a Ovest, in cui sono siti tutti i locali della Scuola dell’Infanzia Le Grazie, il Corpo C quello posizionato più a Nord, in cui sono siti locali comuni (Palestra, Spogliatoi, Mensa, Cucina, Biblioteca, Sala Insegnanti, oltre a locali tecnici).



Figura 1: Edificio C



Figura 2: Corridoio di collegamento tra edifici





Figura 3: Edificio B



Figura 4: Edificio B

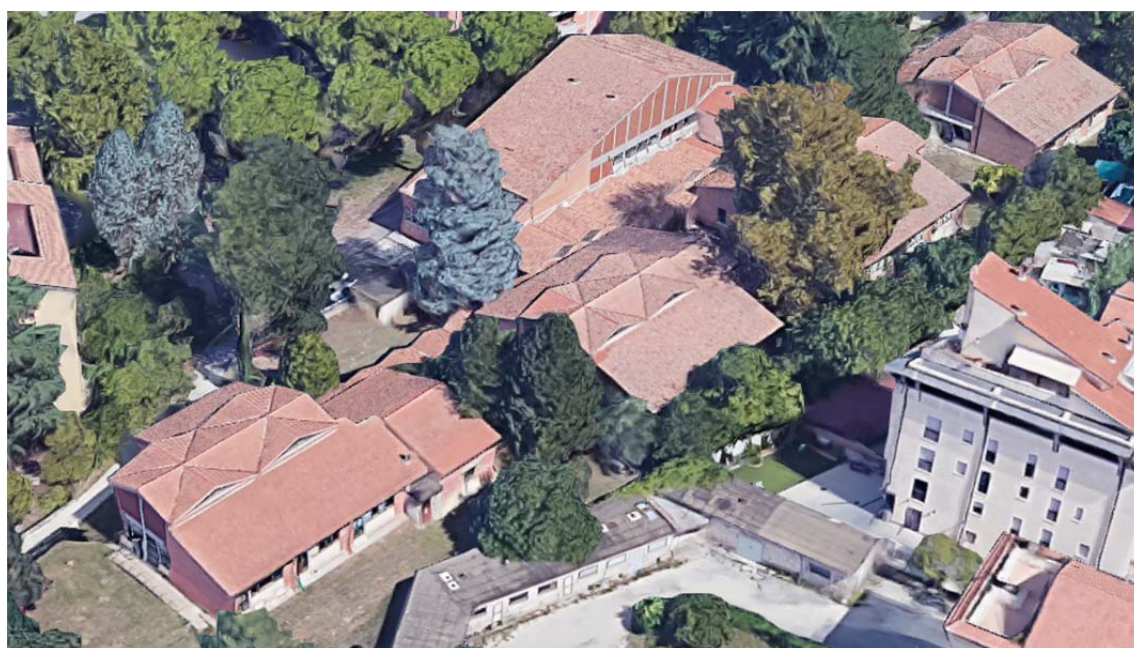


Figura 5: Vista 3D



La proposta progettuale di seguito descritta riguarda l'adeguamento sismico mediante anche demolizione e ricostruzione di alcune porzioni di fabbricati, al fine di sanare le carenze strutturali riscontrate a seguito dell'analisi documentale, dei rilievi, saggi e prove in sito, della modellazione numerica. Le necessarie opere strutturali integrano nel progetto soluzioni volte al complessivo adeguamento normativo dell'edificio, in particolari delle porzioni oggetto di intervento, nei confronti delle Linee Guida e Norme che regolano l'edilizia scolastica e in generale i luoghi di lavoro, la sicurezza, la prevenzione incendi, l'abbattimento delle barriere architettoniche.

## 1.2 Localizzazione e documentazione fotografica

La presente relazione riguarda l'adeguamento sismico di edifici a destinazione d'uso scolastico nel Comune di Terni, in Via dei Ciclamini 1, alle coordinate 42.546989° N 12.652882° E, ad un'altitudine di circa 158 m s.l.m.m..

Gli edifici oggetto di intervento sono di seguito denominati "Edificio B", ossia l'edificio in cui è situata la Scuola dell'Infanzia "Le Grazie", "Edificio C", ossia l'edificio in cui sono situate la Mensa, un'Aula, la Palestra e locali accessori e servizi, e il "Connettivo", la nuova struttura di collegamento tra i vari edifici.



*Figura 6: Ortofoto 2014 (con cerchio rosso l'area interessata)*



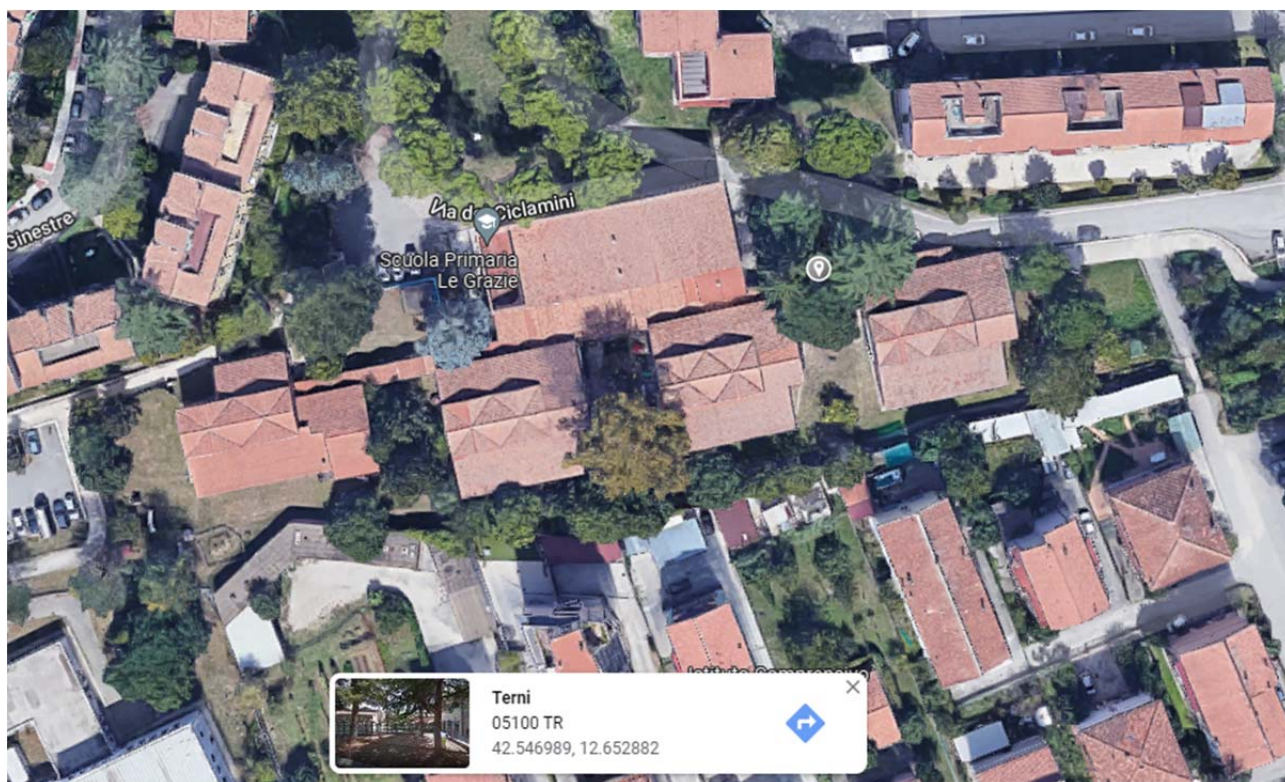


Figura 7: Coordinate dell'edificio

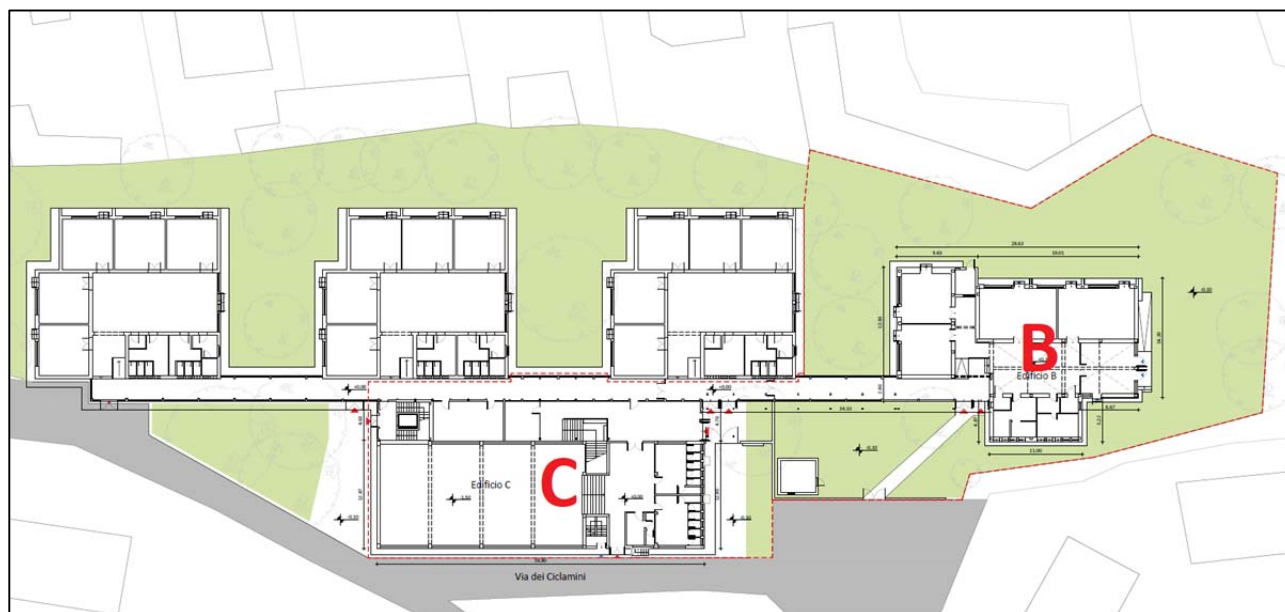


Figura 8: Corpi di fabbrica oggetto di intervento

### 1.3 Estratti cartografici

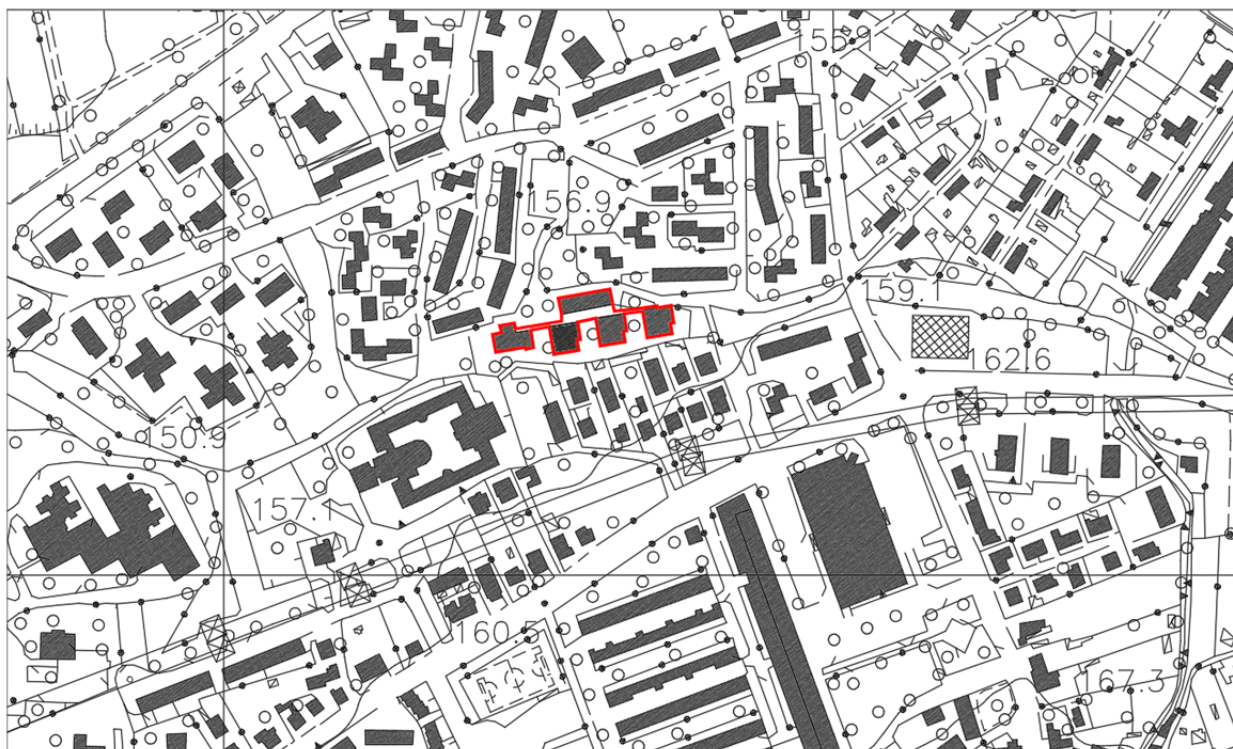


Figura 9: Estratto C.T.R. 1:2000

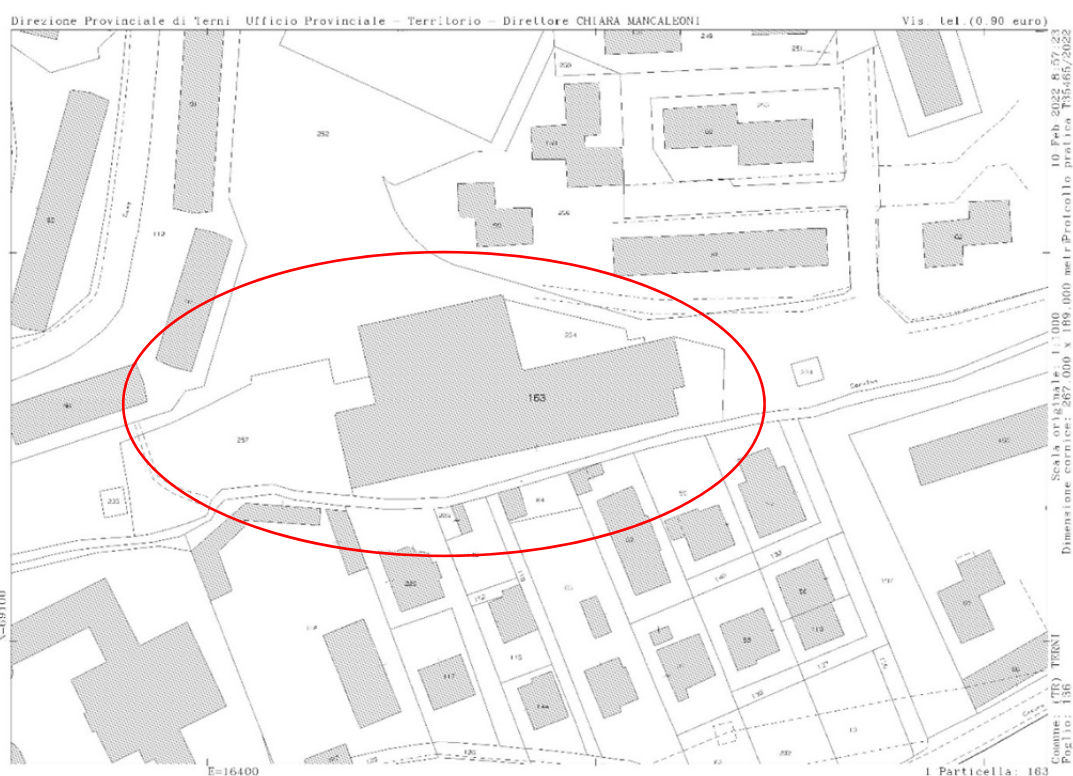


Figura 10: Estratto Catastale – Foglio 136 Comune di Terni – Particella 163 (Agenzia delle entrate)  
(nel cerchio rosso l'area oggetto d'intervento)



#### 1.4 Ortofoto storiche

Si riportano le foto aeree e satellitari in ordine cronologico dell'area in oggetto, da cui si osserva l'evoluzione del contesto urbano in cui sorgono gli edifici soggetti a intervento.



*Figura 11: Foto aerea al 1954*



*Figura 12: Foto aerea al 1977 (nel cerchio rosso gli edifici interessati)*



Figura 13: Foto aerea al 1997 (nel cerchio rosso gli edifici interessati)

### 1.5 Relazione storica

Il complesso è stato realizzato in due fasi: i tre corpi di fabbrica uguali (non oggetto di intervento di adeguamento sismico nel presente progetto) e l'attuale edificio C che contiene i servizi generali risultano essere stati ultimati nel mese di settembre del 1966. L'edificio B è di epoca successiva, essendo stato ultimato nel mese di dicembre 1979. Essendo il Comune di Terni stato dichiarato sismico solo nel 1981, successivamente al sisma del 1979 che colpì la Valnerina, le strutture portanti sono state dimensionate per sopportare solo i carichi verticali permanenti ed accidentali senza prendere in considerazione una eventuale azione sismica in quanto non richiesto dalla normativa vigente al momento della progettazione delle strutture.

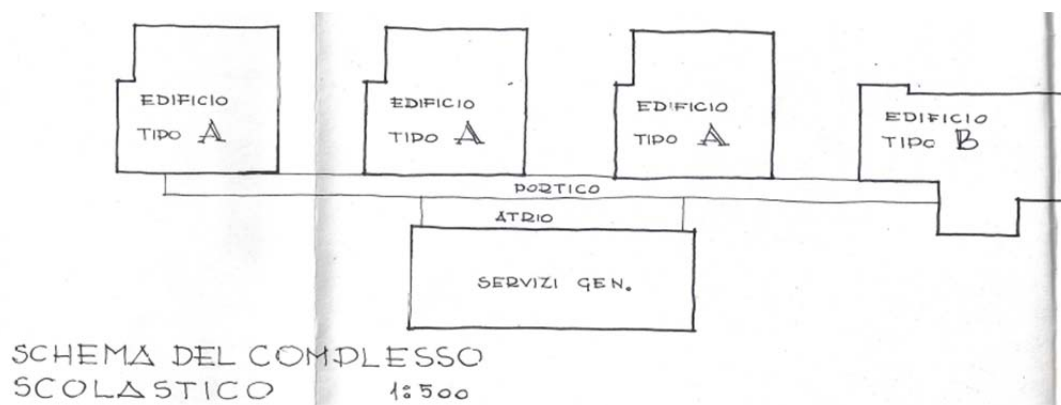
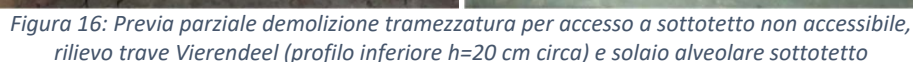


Figura 14: Estratto elaborati grafici progetto originario - Schema del complesso scolastico

Come si può notare dall'immagine precedente, fin dall'elaborazione del progetto originario risultava previsto il successivo ampliamento relativo all'edificio tipo B, realizzato con struttura in c.a..

A titolo di esempio, non sono risultate presenti le due travi evidenziate nella seguente immagine progettuale, sostituite complessivamente da un'unica trave tipo Vierendeel (con sezioni difforni dall'elaborato progettuale architettonico); inoltre in fondazione, secondo quanto risulta dal Collaudo Statico, è stata realizzata una platea di spessore 50 cm.





L'adiacente solaio di sottotetto indicato come "solaio H 20" nel progetto è risultato essere un controsoffitto in c.a.p. alveolare di spessore 10-12 cm.

Rispetto al progetto originario, l'edificio "C - Servizi generali" ha subito modifiche, che incidono, seppur limitatamente, anche sui dettagli strutturali o sulle valutazioni di carattere statico e sismico, delle quali non si è però trovato traccia in documenti relativi a successive fasi progettuali: a titolo di esempio, al piano interrato la bocca di lupo posta sul lato Nord è stata sostituita con un accesso con scala metallica per accesso alla sottocentrale termica tutt'ora presente.

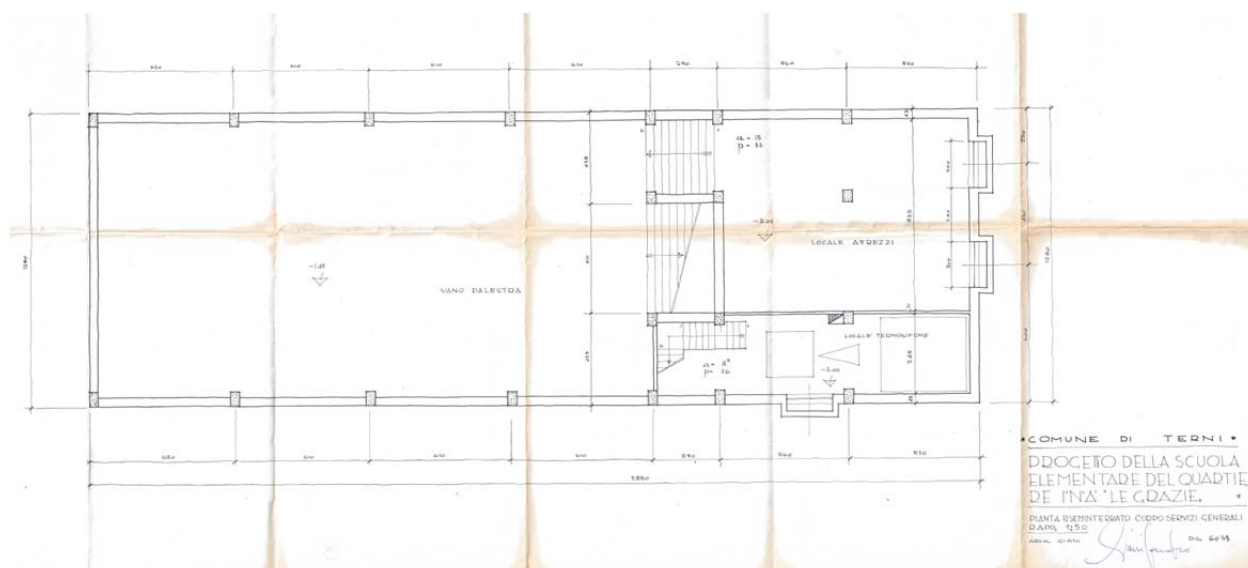


Figura 17: Tavola 60.113 Pianta Piano Seminterrato Corpo Servizi Generali

Per quanto concerne il 1° lotto di costruzione (fabbricati tipo A e corpo servizi) sono stati reperiti il Collaudo Tecnico Amministrativo e il Collaudo Statico. I lavori furono consegnati il 01/10/1965 e ultimati il 28/09/1966. I lavori furono diretti dal progettista Arch. Sandro Giani ed eseguiti dall'Impresa Tiberi Alfredo. Si riportano le descrizioni dei fabbricati oggetto di intervento, con estratti dal Collaudo Tecnico Amministrativo redatto dall'Ing. Giuseppe Grauso.

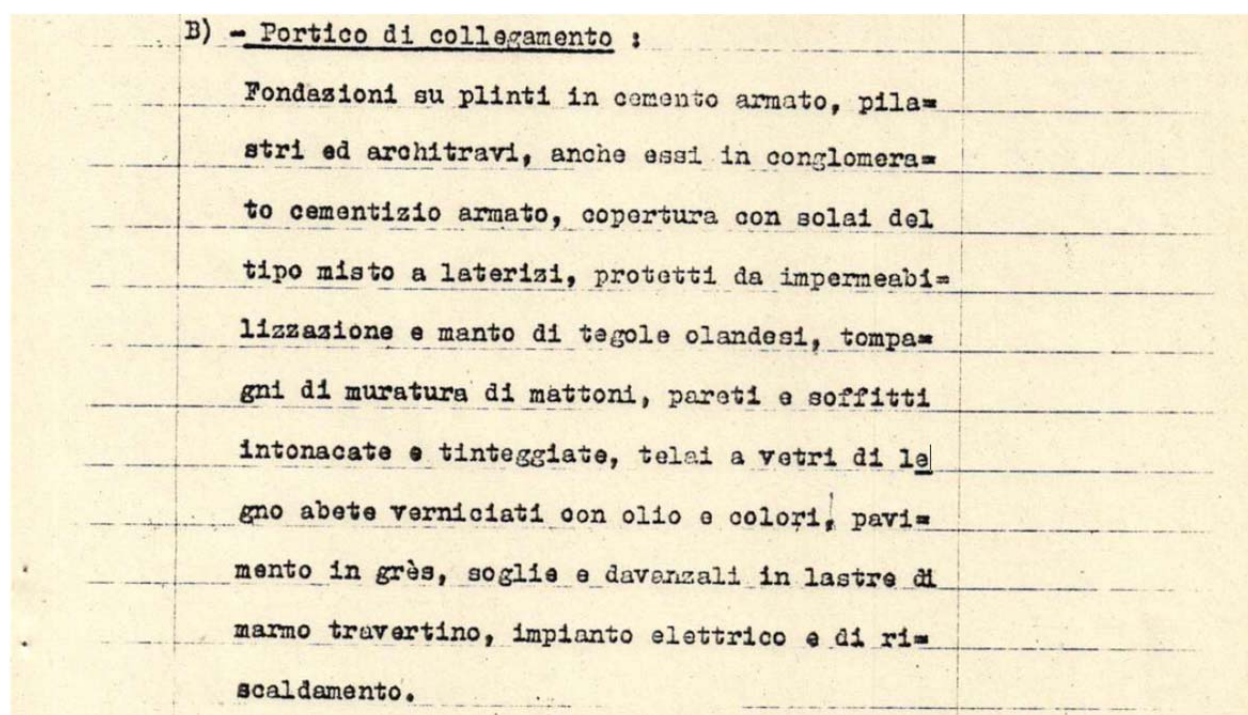


Figura 18: Estratto Collaudo Tecnico Amministrativo Lotto 1

C) - Fabbricato dei servizi generali :

Presenta le medesime caratteristiche degli edifici descritti nel precedente paragrafo A) salvo che per il tipo di struttura portante che in questo edificio è costituita da un reticolo di pilastri e travi in conglomerato cementizio armato.

Figura 19: Estratto Collaudo Tecnico Amministrativo Lotto 1

A) - Edifici scolastici veri e propri :

fondazione del tipo continuo di conglomerato cementizio armato, poggiate su uno strato di calcestruzzo cementizio ciclopico ;

Figura 20: Estratto Collaudo Tecnico Amministrativo Lotto 1

Il Collaudo Statico fornisce ulteriori informazioni riguardo le strutture. In esso è riportato come il calcolatore delle opere in c.a. sia stato l'Ing. Antonio Michetti, il Collaudatore Statico l'Ing. Alfonso Juliano.

FONDAZIONI

In considerazione della particolare natura del terreno di fondazione ed anche per la presenza di acque freatiche le fondazioni sono state studiate in rapporto ai fattori sopra citati.

Le fondazioni del corpo aule sono state realizzate in travi rovesce di cemento armato di idonee dimensioni mentre le fondazioni del Corpo palestra e annessi sono state realizzate con travi rovesce poggiate su platea generale di cemento dello spessore di cm. 50 convenientemente armato.

Su dette travi rovesce sono stati piazzati i pilastri in elevazione di tutta la struttura.

Figura 21: Estratto Collaudo Statico Lotto 1

#### CEMENTO

Il cemento impiegato per la confezione dei calcestruzzi sia in fondazione che in elevazione è parte quello prodotto dalla Soc. Terni tipo " 750 " e parte quello prodotto dalle Cementerie Segni, tipo " 730 " -

#### FERRO

Secondo le prescrizioni del Calcolatore delle opere in c.a. Ing. Antonio Michetti le armature delle

le varie strutture sono state realizzate parte con ferro omogeneo e parte con ferro ad aderenza migliorata.

L'Impresa ha scrupolosamente osservato nella esecuzione i disegni esecutivi redatti in numerose tavole del predetto calcolatore, circostanza questa confermata dal Direttore dei Lavori.

#### SOLAI

I solai di calpestio di tutte le sule e dei vani adibiti a servizi generali sono stati costruiti con travetti prefabbricati di cemento precompresso ed interposte pignatte la cui altezza varia in funzione della luce e del sovraccarico. -

Invece il piano di calpestio della balconata ( galleria ) e quello dei pianerottoli della scala, è stato realizzato con solette in c.a. -

#### COPERTURE

La copertura dei corpi di fabbrica delle sule, dei servizi generali è stata realizzata con travetti di cemento prefabbricati ed interposte pignatte.

La copertura del portico e dell'atrio con solette in cemento armato gettato in opera. -

Figura 22: Estratto Collaudo Statico Lotto 1



In data 08/04/1967 sono state eseguite prove di carico sui solai, che hanno dato esito positivo e sono successivamente descritte.

E' stato pertanto proceduto al carico :

A) Striscia della soletta a sbalzo della balconata della galleria del salone per le attività collettive +

Luce dello sbalzo ml. 1,50 ( tav. 1 colorazione rosa ).

B) Striscia di solaio di calpestio a quota + 4,57 tra i pilastri 7-8-9-10-11-12 - Luce m. 5,70 - ( Tav. 2 colorazione rosa ).

C) Soletta del pianerottolo della scala di accesso al piano superiore in corrispondenza dei pilastri 10-15. Luce m. 2,50 . ( Tav. 2 colorazione verde ).

I flessimetri adoperati sono brevetto dell'Ing. Sacchi.

Giusta il disposto dell'articolo 27 i solai sia quelli normali che per le scale, balconi e pianerottoli dovranno essere calcolati per un sovraccarico accidentale pari a kg. 400/mq. ed a tale uopo sono stati utilizzati per le prove sacchetti sigillati di cemento del peso di kg. 50 cadauno.

Per misure cautelative i sovraccarichi accidentali sono stati tenuti lievemente superiori ai kg. 500/mq.

Alla presenza continue degli intervenuti è stato provveduto a collocare il flessimetro per la prova della striscia di cui alla lettera A) all'estremo della soletta a sbalzo e, dopo averla azzerata, si è proceduto con inizio alle ore 16,30 a caricare le direttamente sul pavimento n° 20 sacchetti di cemento del peso complessivo di kg. 1000 ripartito su una superficie di ( sbalzo m. 1,50 x larghezza m. 1,30 ) mq. 1,95 -

La lettura effettuata alle ore 17 e 19 non ha

fatto rilevare alcuna deformazione.

Figura 23: Estratto Collaudo Statico Lotto 1

Successivamente alle ore 16,50 previa applicazione ed azzeramento del flessimetro nella pezzeria della striscia di solcio prescelta come indicato alla lettera B) si è provveduto al carico poggiando direttamente sul pavimento n° 49 sacchetti di cemento del peso complessivo di kg. 2450 ripartiti su una superficie di ( luce 5,70 x larghezza m. 0,84 ) mq. 4,78.

Al termine del carico si è proceduto, alle ore 17,20 ed alle 19, alla lettura del flessimetro che non ha registrato alcuna deformazione.

Si è infine, alle ore 18, previa applicazione ed azzeramento del flessimetro nella mezzeria del pianerottolo di cui alla lettera C) provveduto al carico poggiando direttamente sul pavimento n° 34 sacchetti di cemento del peso complessivo di kg. 1.700 ripartiti su una superficie di ( luce m. 2,50 x larghezza m. 1,20 ) mq. 3,00 -

Al termine del carico si è proceduto alle ore 18,20 ed alle 19 alla lettura del flessimetro che non ha registrato alcuna deformazione.

Il giorno 9 Aprile 1967 alla presenza degli intervenuti del giorno precedente alle ore 9,40 si è dato luogo alla lettura dei tre flessimetri che non hanno, sotto l'azione continua del carico accidentale, fatto rilevare alcuna deformazione

Figura 24: Estratto Collaudo Statico Lotto 1

Il Collaudo Statico cita altresì l'esito favorevole delle prove a compressione su n. 6 provini cubici effettuate dal Laboratorio Sperimentale dell'Università di Roma in data 27/11/1965 e 04/03/1966. Detto laboratorio ha rilasciato certificato con esito favorevole relativo alla prova di trazione su 5 barre di ferro tondo.

Si riportano di seguito le immagini, descrittive delle prove di carico, disegnate su tavole progettuali e dalle quali si possono quindi ricavare informazioni riguardo la geometria delle opere strutturali. Per semplicità di comprensione, è ulteriormente evidenziata la porzione soggetta al carico di prova.

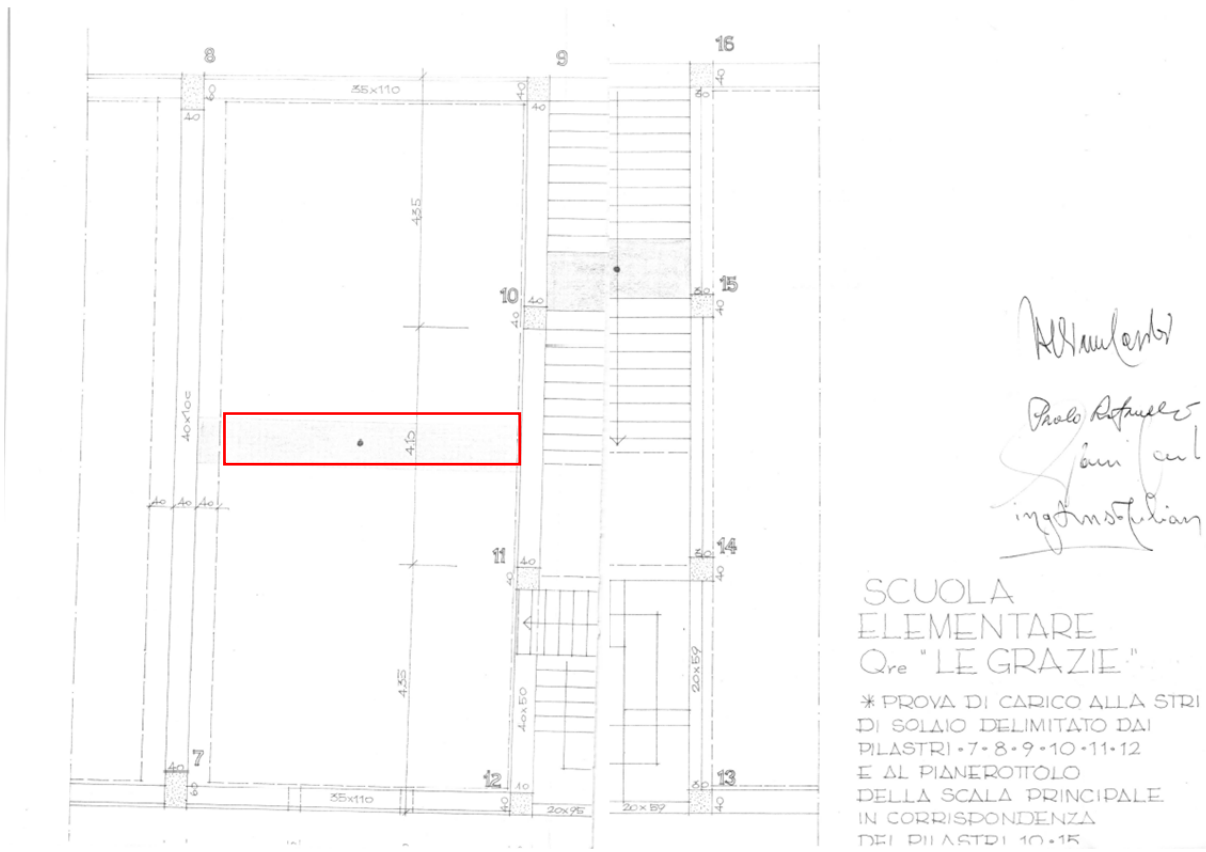


Figura 25: Estratto Collaudo Statico Lotto 1

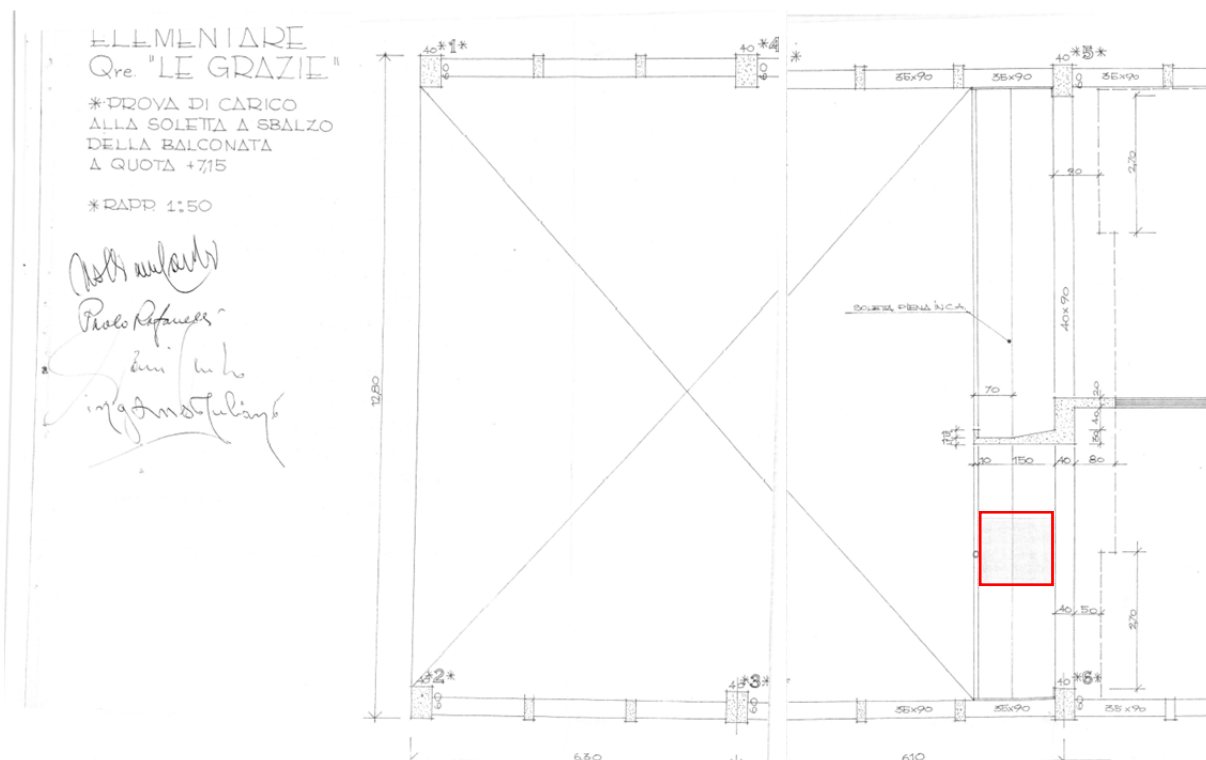


Figura 26: Estratto Collaudo Statico Lotto 1

Per quanto riguarda l'edificio B e la porzione del connettivo a ridosso di esso, sono stati ritrovati presso l'archivio del Comune di Terni elaborati sufficientemente descrittivi del progetto e dell'esecuzione delle opere. Dal Collaudo Statico emerge che il progettista delle strutture è stato l'ing. Giancarlo Ottaviani, l'impresa esecutrice del Geom. Elvenio Falasca, il direttore dei lavori l'arch. Sandro Giani, il Collaudatore l'ing. Renato Venturoni. Non è stata presentata denuncia delle opere all'Ufficio del Genio Civile di Terni in quanto l'opera veniva realizzata e diretta per conto del Comune di Terni per cui tutto l'elaborato tecnico è stato consegnato all'ingegnere capo del Comune committente; non è stata altresì prodotta Relazione a Strutture Ultimate. Il contratto di appalto è del 16/11/1978, la visita di collaudo è stata effettuata il 16/04/1981, nel corso della quale è stata effettuata una prova di carico su un solaio, fino a 700 kg/mq, ben oltre il sovraccarico di progetto, su una striscia di 0.60x6.60 m; detta prova ha dato esito positivo.

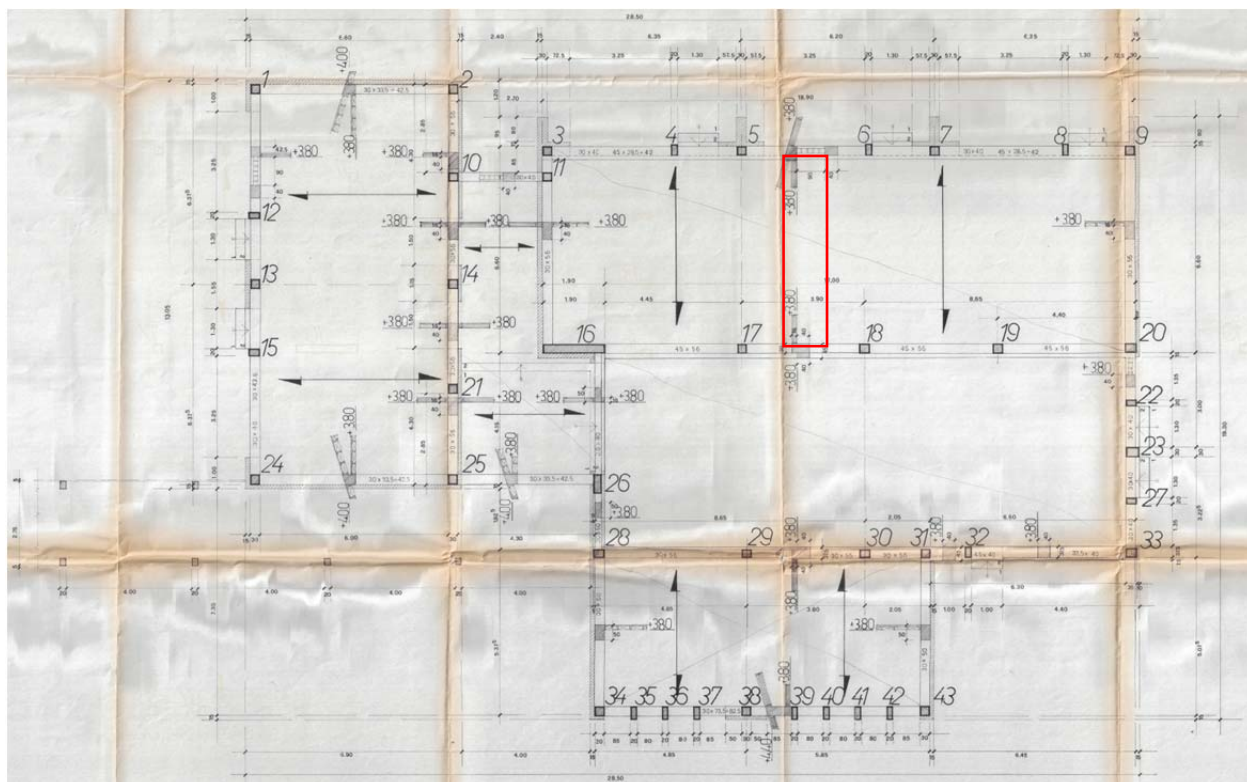


Figura 27: Estratto Tavola 3 del Progetto dell'Edificio B con individuazione solaio sottoposto a prova di carico

Le strutture che compongono l'edificio B e la porzione di connettivo ad essa adiacente sono in c.a., formate da un intelaiatura di pilastri e travi; le fondazioni sono in c.a., di tipo continuo e su plinti. I solai di calpestio sono del tipo Fort della Ditta Tacconi Prefabbricati; i solai di copertura sono in laterocemento con travetti prefabbricati e laterizi sigillati in opera completi di solette dello spessore di 4 cm. I sovraccarichi accidentali considerati sono di 350 kg/mq per i solai di calpestio e 150 kg/mq per la copertura (superiori a quelli previsti attualmente).

Il calcestruzzo impiegato è di classe R 250, l'acciaio di tipologia FeB44k. Al Collaudo Statico risultano allegati i certificati di prova di seguito riportati.



# ISTITUTO SPERIMENTALE PER L'EDILIZIA

00131 Guidonia Montecelio (Roma) - Via Tiburtina km. 18,300 - tel. 0774/47374-5-6 - Capitale Sociale L. 500.000.000 inter. versato Trib. di Roma n. 1256/77  
C.C.I.A.A. n. 358813 - Casella Postale 7237 - Roma Nomentano - c.a.p. 00100 - Partita IVA N. 00422780585  
Autorizzato all'esercizio delle prove ai sensi e per gli effetti dell'Art. 20 della legge del 5-11-71 n. 1086 con Decreto del M.L.P. n. 16416 del 13-6-77

CERTIFICATO N° FC/3458/4/79

Guidonia Montecelio (Roma) li, 7/12/1979

## LABORATORIO CALCESTRUZZI

RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE ESEGUITE SU N. 4 PROVINI DI CALCESTRUZZO  
CONSEGNATI IL 5/12/79 DALL'IMPRESA GEOM. FALASCA ELVENIO

### DATI DICHIARATI:

- 1) PROVENIENZA: CANTIERE DI TERNI - QUARTIERE "LE GRAZIE" - COSTRUZIONE EDIFICIO SCOLASTICO - P/C COMUNE DI TERNI
- 2) COMPOSIZIONE PER MC: CEMENTO KG 300 TIPO 425 - ALTRI COMP.TI: N.D.
- 3) CLASSE DEL CONGLOMERATO: N.D.

	CONTRASSEGNO	PESO	DIMENSIONI		DATA	DATA	CARICO	TIPO
N°			PROVINO [ CM ]		GETTO		ROTTURA	DI
	DICHIARATO	[ KG ]	SEZ. RESIST.	ALT.	DICHIAR.	PROVA	KGf/CMQ	ROTT.
1	//	19.150	20.0 x 20.0	20.0	3/ 4/79	6/12/79	611.3	1
2	//	9.870	16.0 x 16.0	16.0	3/ 4/79	6/12/79	500.0	1
3	//	9.820	16.0 x 16.0	16.0	3/ 4/79	6/12/79	574.2	1
4	//	9.880	16.0 x 16.0	16.0	3/ 4/79	6/12/79	488.3	1
							^	



2

STAGIONATURA CAMPIONI C/O IL LABORATORIO: TEMP. AMB. 20°C ED UMIDITA' RELATIVA 90 %/  
TIPO DI ROTTURA : 1 = BIPIRAMIDALE ; 2 = PIRAMIDALE ; 3 = OBLIQUO ; 4 = SGRETOLAMENT  
\*\* - N.D. = NON DICHIARATO -

Lo Sperimentatore B.T.

IL DIRETTORE DEI LABORATORI

*B. T.*

L'INGEGNERE RESPONSABILE  
DIRIGENTE IL LABORATORIO

*Stefano*

IL CONSIGLIERE DELEGATO

Dott. Ing. ADRIANO PASI

*Adriano Pasi*

ELABORAZIONE DATI E STAMPA I.B.M. 5100

Figura 28: Certificato di prova su cubetti di calcestruzzo allegato al Collaudo Statico dell'edificio B



# ISTITUTO SPERIMENTALE PER L'EDILIZIA Sp

00131 Guidonia Montecelio (Roma) - Via Tiburtina km. 18,300 - tel. 0774/47374-5-6 - Capitale Sociale L. 500.000.000 inter. versato Trib. di Roma n. 1256/ C.C.I.A.A. n. 358813 - Casella Postale 7237 - Roma Nomentano - c.a.p. 00100 - Partita IVA N. 00422780585  
Autorizzato all'esercizio delle prove ai sensi e per gli effetti dell'Art. 20 della legge del 5-11-71 n. 1086 con Decreto del M.L.P. n. 16416 del 13-6-

CERTIFICATO N° FC/3458/2/79

Guidonia Montecelio (Roma) li, 7/12/1979

## LABORATORIO CALCESTRUZZI

RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE ESEGUITE SU N. 4 PROVINI DI CALCESTRUZZO  
CONSEGNATI IL 5/12/79 DALL'IMPRESA GEOM. FALASCA ELVENIO

### DATI DICHIARATI:

- 1) PROVENIENZA: CANTIERE DI TERNI - QUARTIERE "LE GRAZIE" - COSTRUZIONE EDIFICIO SCOLASTICO - P/C COMUNE DI TERNI
- 2) COMPOSIZIONE PER MC: CEMENTO KG 300 TIPO 425 - ALTRI COMP.TI: N.D.
- 3) CLASSE DEL CONGLOMERATO: N.D.

IN°	CONTRASSEGNO	PESO	DIMENSIONI		DATA	DATA	CARICO	TIPO
	DICHIARATO	[ KG ]	PROVINO [ CM ]	SEZ. RESIST. ALT.	GETTO	PROVA	ROTTURA	DI
					DICHIAR.		KG/CMQ	ROTT
1	//	19.490	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	646.3	1
2	//	19.650	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	391.3	1
3	//	19.170	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	372.5	1
4	//	19.390	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	360.0	1



STAGIONATURA CAMPIONI C/O IL LABORATORIO: TEMP. AMB. 20°C ED UMIDITA' RELATIVA 90 %/  
TIPO DI ROTTURA: 1 - BIPIRAMIDALE; 2 - PIRAMIDALE; 3 - OBLIQUO; 4 - SQUADROLOMENTO  
\*\* - N.D. = NON DICHIARATO -

Lo Sperimentatore B.T.

IL DIRETTORE DEI LABORATORI

*Benedetti*

L'INGEGNERE RESPONSABILE  
DIRIGENTE IL LABORATORIO

*Stefano*

IL CONSIGLIERE DELEGATO

Dott. Ing. ADRIANO PASTA

*[Signature]*

ELABORAZIONE DATI E STAMPA I.B.M. 5100

Figura 29: Certificato di prova su cubetti di calcestruzzo allegato al Collaudo Statico dell'edificio B

# ISTITUTO SPERIMENTALE PER L'EDILIZIA Sp

00131 Guidonia Montecelio (Roma) - Via Tiburtina km. 18,300 - tel. 0774/47374-5-6 - Capitale Sociale L. 500.000.000 inter. versato Trib. di Roma n. 1256/7  
C.C.I.A.A. n. 358813 - Casella Postale 7237 - Roma Nomentano - c.a.p. 00100 - Partita IVA N. 00422780585  
Autorizzato all'esercizio delle prove ai sensi e per gli effetti dell'Art. 20 della legge del 5-11-71 n. 1086 con Decreto del M.L.P. n. 16416 del 13-6-7

CERTIFICATO N° FC/3458/3/79

Guidonia Montecelio (Roma) li, 7/12/1979

## LABORATORIO CALCESTRUZZI

RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE ESEGUITE SU N. 4 PROVINI DI CALCESTRUZZO  
CONGEONATI IL 5/12/79 DALL'IMPRESA GEOM. FALASCA ELYENIO

### DATI DICHIARATI:

- 1) PROVENIENZA: CANTIERE DI TERNI - QUARTIERE "LE GRAZIE" - COSTRUZIONE EDIFICIO  
SCOLASTICO - P/C COMUNE DI TERNI
- 2) COMPOSIZIONE PER MC: CEMENTO KG 300 TIPO 425 - ALTRI COMP.TI: N.D.
- 3) CLASSE DEL CONGLOMERATO: N.D.

IN°	CONTRASSEGNO	PESO	DIMENSIONI		DATA	DATA	CARICO	TIPO	
			PROVINO [ CM ]		GETTO		ROTTURA	DI	
	DICHIARATO	[ KG ]	SEZ.	RESIST.	ALT.	DICHIAR.	PROVA	KG/CMQ	ROTT.
1	//	19.055	20.0	× 20.0	20.0	8/ 2/79	6/12/79	387.5	1
2	//	19.505	20.0	× 20.0	20.0	8/ 2/79	6/12/79	358.8	1
3	//	19.245	20.0	× 20.0	20.0	8/ 2/79	6/12/79	615.0	1
4	//	10.120	16.0	× 16.0	16.0	8/ 2/79	6/12/79	543.0	1



3

STAGIONATURA CAMPIONI C/O IL LABORATORIO: TEMP. AMB. 20°C ED UMITA' RELATIVA 90 %/  
TIPO DI ROTTURA : 1 = BIPIRAMIDALE ; 2 = PIRAMIDALE ; 3 = OBLIQUO ; 4 = SGRETOLAMENT  
\*\* - N.D. = NON DICHIARATO -

Lo Sperimentatore B.T.

IL DIRETTORE DEI LABORATORI

*[Signature]*

L'INGEGNERE RESPONSABILE  
DIRIGENTE IL LABORATORIO

*[Signature]*

IL CONSIGLIERE DELEGATO

Dott. Ing. ADRIANO PASTI

*[Signature]*

ELABORAZIONE DATI E STAMPA I.B.M. 5100

Figura 30: Certificato di prova su cubetti di calcestruzzo allegato al Collaudo Statico dell'edificio B



# ISTITUTO SPERIMENTALE PER L'EDILIZIA Sp

00131 Guidonia Montecelio (Roma) - Via Tiburtina km. 18,300 - tel. 0774/47374-5-6 - Capitale Sociale L. 500.000.000 inter. versato Trib. di Roma n. 1256/7  
C.C.I.A.A. n. 358813 - Casella Postale 7237 - Roma Nomentano - c.a.p. 00100 - Partita IVA N. 00422780585  
Autorizzato all'esercizio delle prove ai sensi e per gli effetti dell'Art. 20 della legge del 5-11-71 n. 1086 con Decreto del M.L.P. n. 16416 del 13-6-77

CERTIFICATO N° FC/3458/1/79

Guidonia Montecelio (Roma) li, 7/12/1979

## LABORATORIO CALCESTRUZZI

RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE ESEGUITE SU N. 4 PROVINI DI CALCESTRUZZO  
CONSEGNATI IL 5/12/79 DALL'IMPRESA GEOM. FALASCA ELVENIO

### DATI DICHIARATI:

- 1) PROVENIENZA: CANTIERE DI TERNI - QUARTIERE "LE GRAZIE" - COSTRUZIONE EDIFICIO SCOLASTICO - P/C COMUNE DI TERNI
- 2) COMPOSIZIONE PER MC: CEMENTO KG 300 TIPO 425 - ALTRI COMP.TI: N.D.
- 3) CLASSE DEL CONGLOMERATO: N.D.

IN°	CONTRASSEGNO	PESO	DIMENSIONI		DATA	DATA	CARICO	TIP
	DICHIARATO	[ KG ]	PROVINO [ CM ]	SEZ. RESIST.	GETTO	PROVA	ROTTURA	DI
				ALT.	DICHIAR.		KGf/CMq	ROTT
1	//	10.195	16.0 x 16.0	16.0	10/ 1/79	6/12/79	644.5	1
2	//	10.200	16.0 x 16.0	16.0	10/ 1/79	6/12/79	652.3	1
3	//	10.050	16.0 x 16.0	16.0	10/ 1/79	6/12/79	617.2	1
4	//	10.080	16.0 x 16.0	16.0	10/ 1/79	6/12/79	500.0	1



STAGIONATURA CAMPIONI C/O IL LABORATORIO: TEMP. AMB. 20°C ED UMIDITA' RELATIVA 90 %/  
TIPO DI ROTTURA : 1 = BIPIRAMIDALE ; 2 = PIRAMIDALE ; 3 = OBLIQUO ; 4 = SGRETOLAMENT  
\*\* - N.D. = NON DICHIARATO -

Lo Sperimentatore R.T.

IL DIRETTORE DEI LABORATORI

*[Signature]*

L'INGEGNERE RESPONSABILE  
DIRIGENTE IL LABORATORIO

*[Signature]*

IL CONSIGLIERE DELEGATO

Dott. Ing. ADRIANO PASTA

*[Signature]*

ELABORAZIONE DATI E STAMPA I.B.M. 5100

Figura 31: Certificato di prova su cubetti di calcestruzzo allegato al Collaudo Statico dell'edificio B





POLITECNICO DI MILANO  
ISTITUTO DI SCIENZA E TECNICA DELLE COSTRUZIONI  
LABORATORIO PROVE MATERIALI  
PIAZZA LEONARDO DA VINCI 32

/er

CERTIFICATO DI PROVA n° 1190/621

Milano, 22/2/1979

Richiedente: ACCIAIERIE FERRIERE ILFO - ODOLO

Domanda: 12/1/79

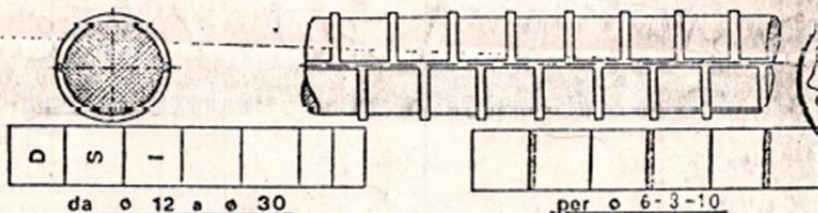
PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA'

di acciaio ad aderenza migliorata per cemento armato ai sensi del Decreto Ministeriale 16 Giugno 1976. Prove effettuate il giorno del prelievo.

Un incaricato di questo Istituto nei giorni sottoindicati si è recato senza preavviso presso lo stabilimento della Soc. Acc. e Ferr. Ilfo in Odolo

dove ha preso visione del materiale inerente al collaudo ed ha provveduto al prelievo dei campioni da sottoporre a prova, dichiarati "acciaio ad aderenza migliorata, sigla D.S.I. (Deformed Steel Ilfo), tipo Fe B 44 K, laminato a caldo in barre", contraddistinti dal marchio di laminazione sottoindicato.

Le prove sono state eseguite dal tecnico di questo Istituto, presso lo stabilimento del Richiedente, previa verifica della taratura delle macchine di prova.



A norma del citato Decreto è stata eseguita la determinazione dei valori caratteristici  $g_{kn}$  di  $R_a(S)$  e di  $R_a$  secondo la relazione:

$$g_{kn} = g_{mn} - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right) \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \cdot \sigma_n$$

dove:  $n$  è il numero dei saggi controllati ( $n = 75$ )

$g_{mn}$  è la media degli  $n$  valori ottenuti;

$\sigma_n$  è lo scarto quadratico medio corrispondente.



I risultati ottenuti sono riportati nel seguito e nella tabella allegata.

Le misure sono espresse in unità SI ( $\text{MPa} = 0,102 \text{ kgf/mm}^2$ ).

data prelievo

$R_k(S)$ : MPa

$R_k$ : MPa

12/1/79

461

667

I campioni prelevati anteriormente al 12/1/79

figurano anche nel precedente

certificato n° 986/440

in data 6/2/79

LO Sperimentatore

V° IL RETTORE DEL POLITECNICO

IL DIRETTORE DELL'ISTITUTO

Figura 32: Certificato relativo alle barre di armatura impiegate allegato al Collaudo Statico dell'edificio B



PROTOCOLLO N. 10151  
CERTIFICATO N. 17259

FOLGIO N. 1

PROVA DI VERIFICA DELLA QUALITA'

DI ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA AI SENSI DELLE NORME TECNICHE -ART. 21- LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N.1086 (DECRETO DEL MINISTERO LL. PP. IN DATA 16 GIUGNO 1976).-

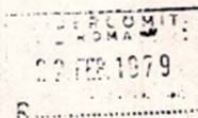
LE PROVE SONO STATE ESEGUITE IL GIORNO 8 NOVEMBRE 1978

UN INCARICATO DI QUESTO ISTITUTO, NEL GIORNO SOPRAINDICATO, SI E' RE-  
CATO, SENZA PREAVVISO, PRESSO LO STABILIMENTO DELLA SOCIETA' :

O.R.I. MARTIN SUD S.P.A. - CEPRANO (FROSINONE)

DOVE HA PRESO VISIONE DEL MATERIALE INFERENTE AL COLLAUDO ED HA PROV-  
VEDUTO AL PRELIEVO DEI CAMPIONI DA SOTTOPORRE A PROVA, DEL TIPO :

ACCIAIO FE E 44 K PRODOTTO IN BARRE



I RISULTATI DELLA PROVA, E LE RELATIVE MODALITA' DI ESECUZIONE, SONO  
RIPORTATI NELLE TABELLE ALLEGATE.-  
IN CONFORMITA' ALLE CITATE NORME TECNICHE, E' STATA ESEGUITA LA DETE-  
MINAZIONE DELLE TENSIONI CARATTERISTICHE  $R_{yk}$  (S) E  $R_{yk}$  (AK).

I RISULTATI DELLE PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA' SONO I SEGUENTI:

TENSIONE CARATTERISTICA  $R_{yk}$  (S) = 47.90 KGF/MM2

TENSIONE CARATTERISTICA  $R_{yk}$  (AK) = 72.53 KGF/MM2

PESO EFFETTIVO : CONFORME : SEZIONE EFFETTIVA : CONFORME

ALLUNGAMENTO % : CONFORME : PROVA DI PIEGA : CONFORME

IND. ADERENZA : CONFORME

LA PRESENTE PROVA DI VERIFICA DELLA QUALITA' SI INTENDA ESTESA A  
TUTTA LA GAMMA DI DIAMETRI NOMINALI (S  $\phi$  10 - 25).-

VENEZIA, 7 DICEMBRE 1978

V. IL RETTORE

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO  
prof. *[firma]*

Copia conforme all'originale

Figura 33: Certificato relativo alle barre di armatura impiegate allegato al Collaudo Statico dell'edificio B

Il progetto delle strutture dell'edificio B reperito, comprensivo della Relazione di Calcolo, descrive le carpenterie dell'edificio realizzato, compresi i dettagli di calcolo e delle armature dei solai di calpestio. Si riporta di seguito un estratto delle tavole di progetto, in aggiunta a quella precedentemente riportata.

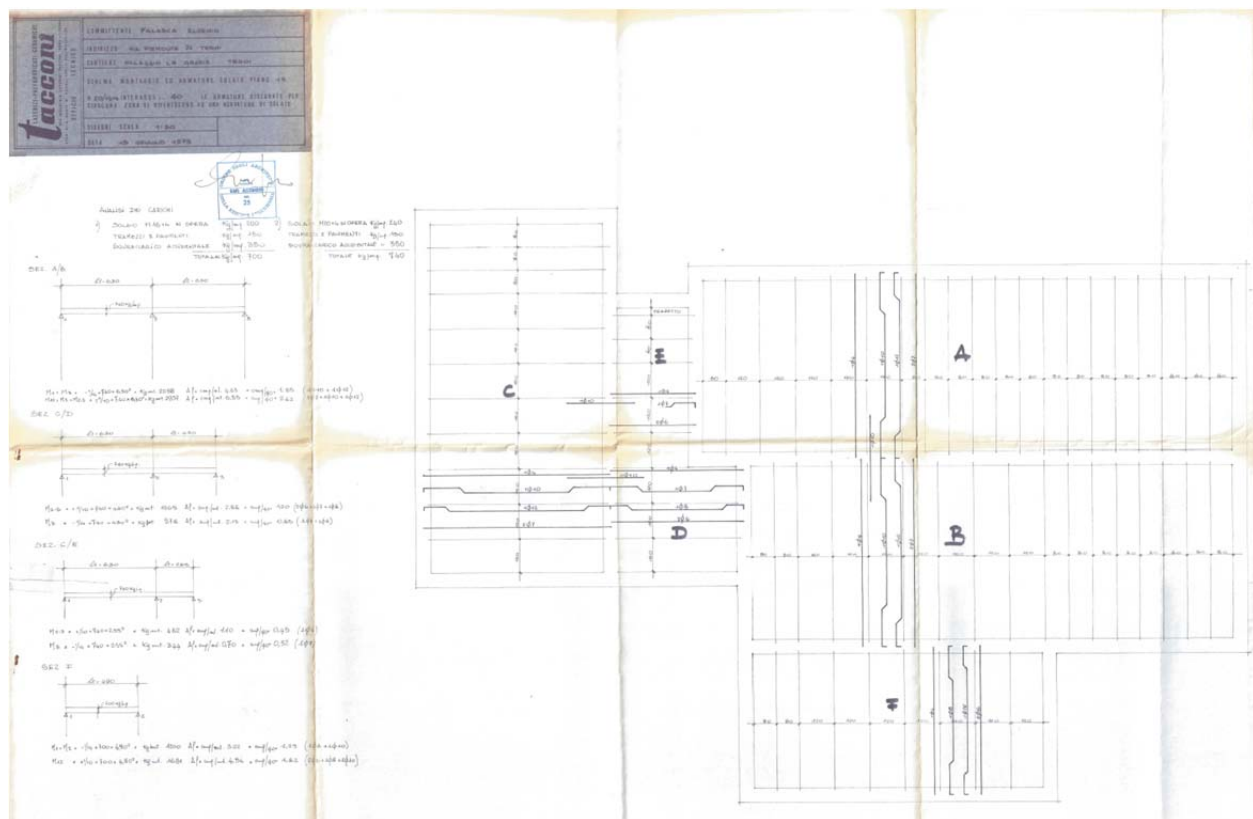


Figura 34: Montaggio e armature del solaio piano 1° (rialzato) dell'edificio B

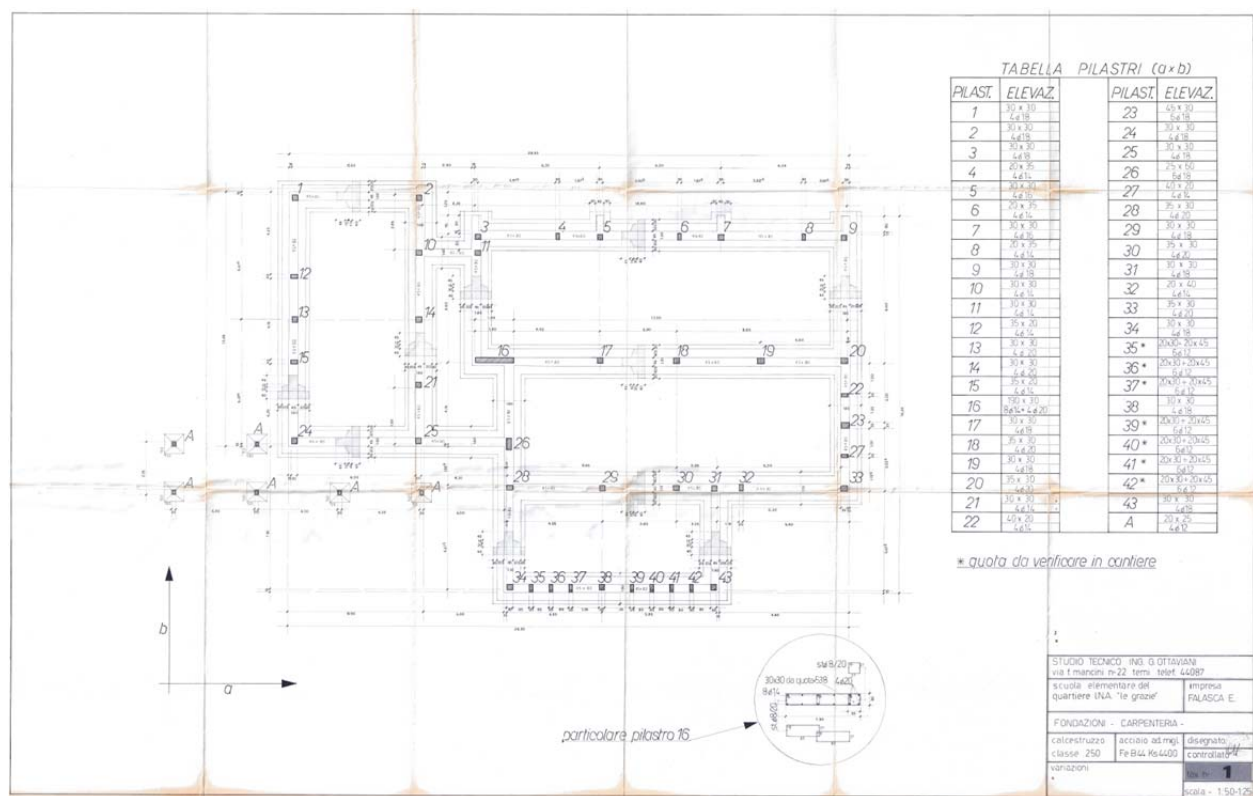


Figura 35: Carpenteria fondazioni e armatura pilastri dell'edificio B



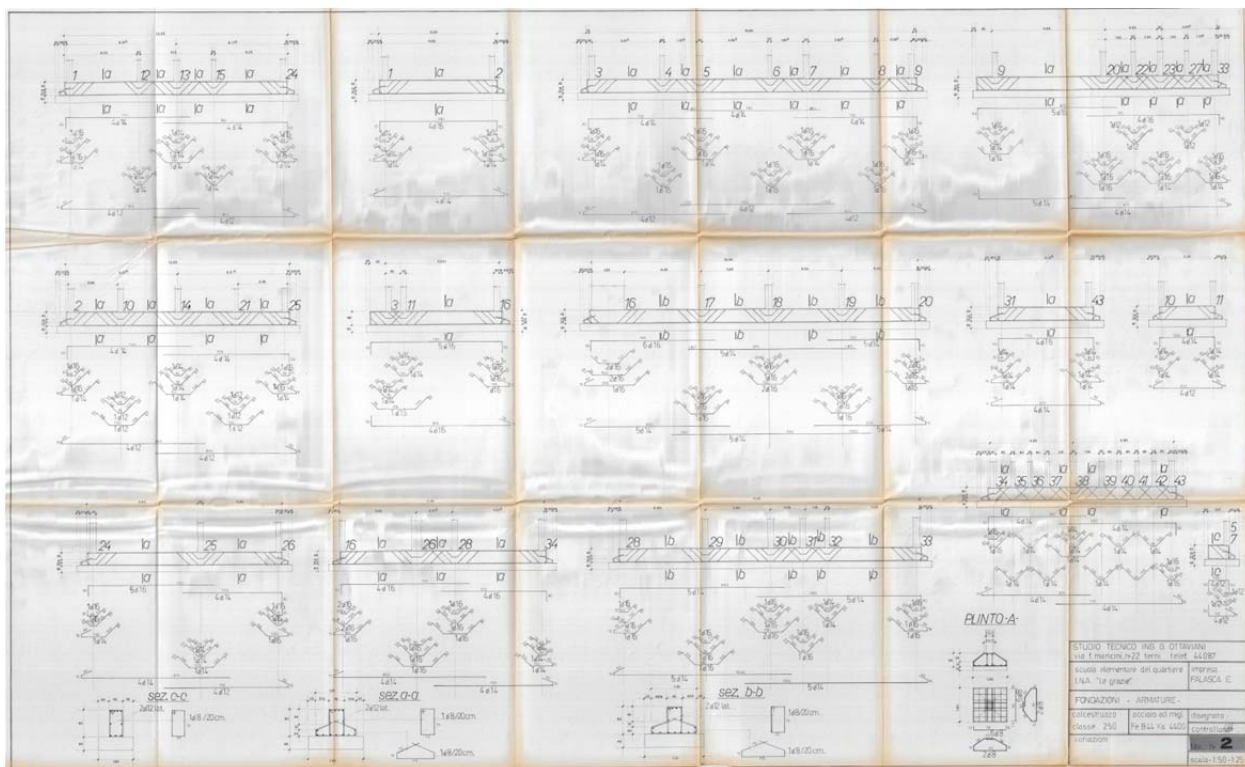


Figura 36: Armature fondazioni dell'edificio B



Figura 37: Estratto armature travi dell'edificio B

Gli edifici oggetto di analisi sono stati oggetto di una Verifica della Vulnerabilità Sismica redatta dall'Ing. Giancarlo Ottaviani nel 2009 ai sensi dell'OPCM 3274/03, in occasione della quale erano state eseguite ulteriori prove sui materiali, di seguito riportate.

## RISULTATI PROVE SCLEROMETRICHE :

Le prove non distruttive su calcestruzzo sono state eseguite a mezzo di Sclerometro Volmo's prodotto secondo quanto previsto dalle norme vigenti (ASTM C 805 – BS 1881:202 – UNI EN 12504-2).

Di seguito viene riportato il grafico contenente le curve di correlazione tra l'indice di rimbalzo del martello in ascissa e la resistenza cubica a compressione, in funzione dell'angolo ( $\alpha$ ) tra il piano di campagna e lo strumento.

In accordo con quanto previsto nel piano dei saggi e prove sui materiali è stata eseguita una campagna sclerometrica su tutti gli elementi accessibili, osservato che il valore della resistenza a compressione superficiale del calcestruzzo risultava di molto superiore a quanto indicato negli elaborati strutturali di cui si è in possesso:  $R_{ck} = 225 \text{ Kg/cm}^2$ .

Sono state eseguite 18 serie di battute e scartati per ogni serie i 2 valori maggiori.

Dai valori medi ottenuti è stato possibile risalire al valore della resistenza a compressione superficiale  $R_{ck}$  del calcestruzzo basandosi sulle curve di correlazione fornite dalla ditta fornitrice dello sclerometro.

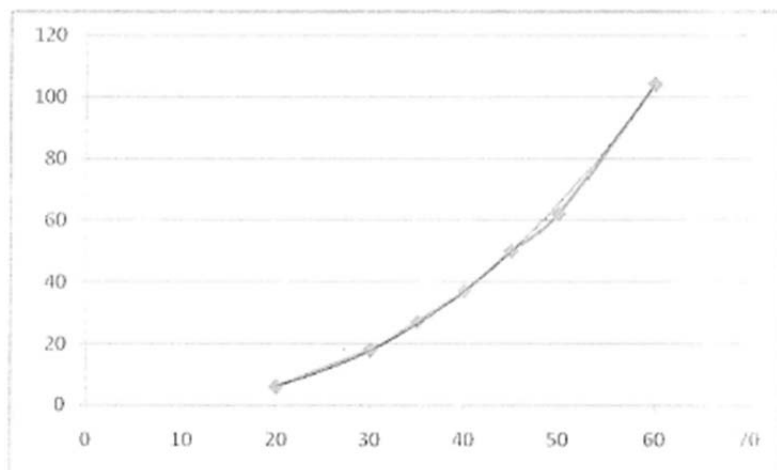
Il risultato ottenuto è suscettibile di imprecisioni dovute a vari fattori, per cui al valore trovato va aggiunto o sottratto un  $\Delta$  (Errore medio), per cui:

$$R_{ck \text{ min}} = R_{ck} - \Delta \quad \text{Valore minimo}$$

$$R_{ck \text{ max}} = R_{ck} + \Delta \quad \text{Valore massimo}$$

Inoltre si ricorda che:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} \quad \text{Dove } 0.83 \text{ è generalmente il fattore di correlazione tra Resistenza Cubica e Cilindrica}$$



La  $R_{ck}$  rilevata è mediamente pari a  $46.0 \text{ N/mm}^2$ , considerando l'errore medio ( $8.0 \text{ N/mm}^2$ ) può considerarsi una  $R_{ck}$  pari a  $38.0 \text{ N/mm}^2$  e una  $f_{ck}$  di  $31.50$  valore molto superiore sia rispetto a quello ottenuto nelle prove di schiacciamento sia a quello riportato nel progetto esecutivo originale.



Tale sensibile differenza probabilmente risulta imputabile alla tipologia di indagine e a eventuali pronunciati fenomeni di carbonatazione vista la vetustà del fabbricato che ha oltre 30 anni di vita.

#### RISULTATI PROVE PACOMETRICHE:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3 sono state eseguite delle prove non distruttive sugli elementi portanti della struttura a mezzo di pacometro, in modo tale da poter rilevare le armature necessarie per svolgere le analisi di cui in seguito.

#### RISULTATI PROVE DI SCHIACCIAMENTO:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3 sono state eseguite delle prove distruttive sul calcestruzzo a mezzo di prove di schiacciamento di carote prelevate da elementi portanti della struttura.

Secondo quanto riportato in letteratura, affinché un controllo risulti positivo deve risultare:

$$f_{c\ media} / 0.83 = R_{c\ media} \geq 0.85 \times R_{ck}$$

*Esempio.*

$$R_{c\ media} = 0.85 \times R_{ck}$$

Dalle prove di schiacciamento delle carote in laboratorio si ottiene:

$$f_{c\ media} = \sum f_{ci} / n_i$$

$$R_{c\ media} = f_{c\ media} / 0.83 \quad \text{è la resistenza cubica media delle prove}$$

Per cui se risulta:

$$R_{c\ media} \geq 0.85 \times R_{ck} \quad \text{CONTROLLO POSITIVO.}$$

Nel caso in esame risulta quindi : ( escludendo i valori max. e min.)

$$f_{c\ media} = \sum f_{ci} / n_i = 19.23 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{c\ media} = f_{c\ media} / 0.83 = 23.16 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{c\ media} \geq 0.85 R_{ck} = 21.25 \text{ N/mm}^2$$

Per cui la classe di cls considerata in fase di analisi è  $R_{ck} = 23 \text{ N/mm}^2$  (Vedere tabella Relazione Materiali) così come anche specificato negli elaborati di progetto originali.

Di seguito vengono riportati i certificati rilasciati dal laboratorio.



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PERUGIA**  
 Facoltà di Ingegneria  
 Corso di Laurea in Ingegneria dei Materiali  
 Terni

Laboratorio Prove su Carote  
 MATERIAL  
 (Ufficiale ai sensi della Legge 10/90/1)  
 Certificato n. 149/PT-B  
 Terni 22/05/09  
 Prot. n. 602/09

Richiedente: Ing. Giancarlo Ottaviani  
 Luogo della prova: Via di Pentina Bassa, S- 05100 Terni

### CERTIFICATO DI PROVA

#### PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE DI CALCESTRUZZO

*Sottoscritta:* Direttore Tecnico Verificatore Ing. Giancarlo Ottaviani.  
*Data della prova:* 21/05/2009;  
*Provenienza campione:* Scuola Materna ed Elementare "Le Grazie" - Terni (TR)  
*Richiesta:* Prot. 340/09 del 05/05/2009  
*Strumenti utilizzati:* macchina per prove a compressione a comando idraulico Metrohm 723/93, calibro centesimale.  
*Descrizione:* dall'esame generale non è stata riscontrata alcuna anomalia;

#### PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE

Identificativo	Massa (kg)	Diametro (mm)	Altezza (mm)	Carico di rottura (kN)	Tensione di rottura (N/mm <sup>2</sup> )
O1	2,200	94,10	144,00	61,5	8,54
O2	1,900	94,10	125,00	145,0	20,85
O3	1,300	94,10	84,00	128,9	18,53
O4	1,800	94,10	123,00	127,4	18,32
O5	2,000	94,10	128,00	165,5	23,60

IL RESPONSABILE DEL LABORATORIO

Prof. Ing. Giancarlo Ottaviani



05100 Terni - Via Pentina Bassa, 21 - Tel 0744/492965 - Fax 0744/492966

Figura 40: Estratto campagna prove sui materiali - Edificio C - Verifica vulnerabilità sismica

CAROTAGGI EDIFICIO SERVIZI GENERALI	
fc O1	8.84
fc O2	20.85
fc O3	18.53
fc O4	18.32
fc O5	23.80
fc MEDIA	18.07
Rc MEDIA	23.16
Rck	23
0.85 Rck	21.25
VERIFICA	O.K.

#### RISULTATI PROVE DI TRAZIONE:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3 sono state eseguite delle prove distruttive sulle barre di armatura a mezzo di prove di trazione su spezzoni prelevati in situ.

In questo caso non è possibile un raffronto tra metodi distruttivi e non distruttivi in quanto non è stata eseguita alcuna prova al di fuori di quella di laboratorio.

Dalle prove eseguite risulta un acciaio con una tensione ultima di rottura media pari a 542.05 N/mm<sup>2</sup>, detto valore è paragonabile a quello di un Fe B 44 K, il quale secondo la letteratura risulta avere una  $f_{tk} \geq 540$  N/mm<sup>2</sup>.

Inoltre l'allungamento a rottura di detta barra risulta pari a 21.33%, valore superiore al 20% che rispetta quanto previsto dalla normativa in vigore al momento della esecuzione dell'opera, ultimata nel 1966 (R.D. 1939).

In fase di verifica, visto quanto indicato nelle tavole del progetto strutturale dell'epoca, si è considerata per l'acciaio dolce da cemento armato posto in opera, una tensione caratteristica di snervamento pari a 280 N/mm<sup>2</sup>.

Di seguito vengono riportati i certificati rilasciati dal laboratorio.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PERUGIA  
Facoltà di Ingegneria  
Corso di Laurea in Ingegneria dei Materiali  
Terni

Laboratorio Prove su Strutture  
MATERIALI  
(Ufficiale ai sensi della Legge 100/1971)  
Certificato n. 16793-B  
Terni 22/05/05  
Prot. n. 408/05

Richiedente: Ing. Giancarlo Ottaviani  
Luogo della prova: Via di Pentima Bassa, 5- 05100 Terni

### CERTIFICATO DI PROVA

#### PROVE DI TRAZIONE SU BARRE IN ACCIAIO

Data della prova: 21/05/2009;  
Provenienza campione: Scuola Materna ed Elementare "Le Grazie" - Terni (TR)  
Richiesta: Prot. 340/09 del 05/05/2009  
Strumenti utilizzati: 1) Macchina universale per prove a trazione a comando idraulico MetroCom 723/93, con cella di carico da 3000 kN;  
2) Calibro centesimale.  
Descrizione: dall'esame generale non è stata riscontrata alcuna anomalia;

#### PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE

Identificativo	Diametro (mm)	Lunghezza (mm)	Allung. % a rottura	Carico di rottura (kN)	Tensione di rottura (N/mm²)
OF1*	19,66	300	21,33	164,55	842,05

\*: liscia; \*\* aderenza migliorata;

IL RESPONSABILE DEL LABORATORIO  
Prof. Ing. Marco Mezzan





*Figura 43: Estratto campagna prove sui materiali - Edificio C - Verifica vulnerabilità sismica*



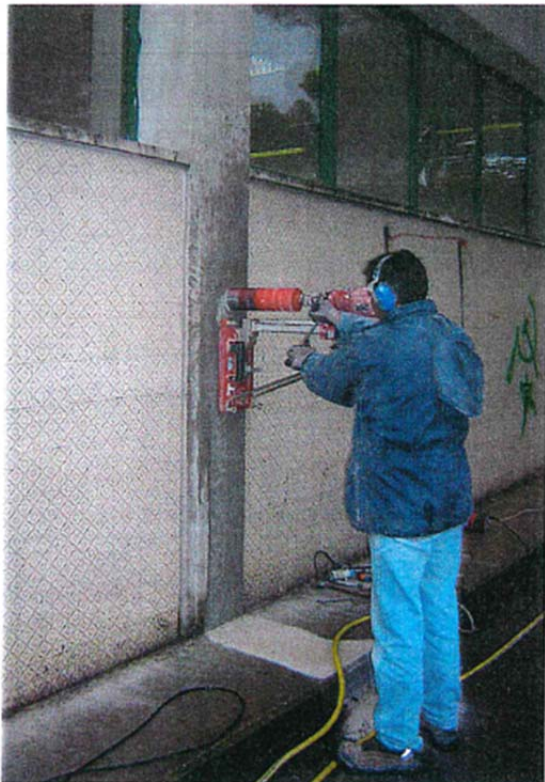
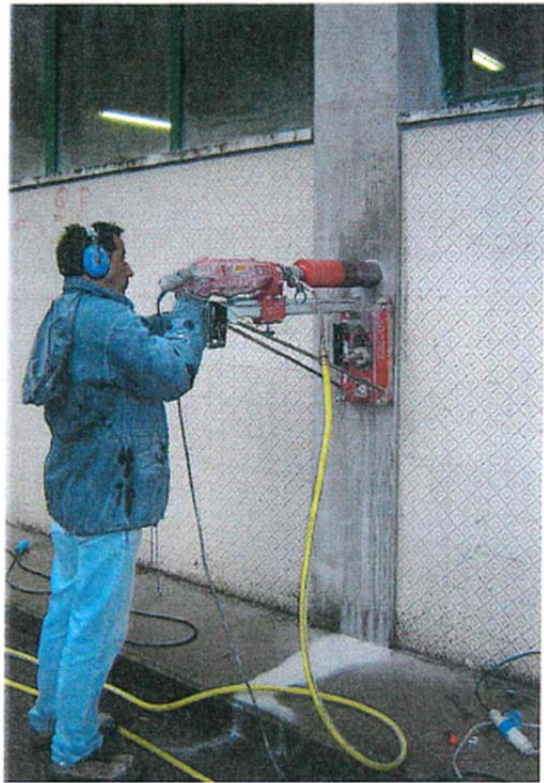


Figura 44: Estratto campagna prove sui materiali - Edificio C - Verifica vulnerabilità sismica





Figura 45: Estratto campagna prove sui materiali - Edificio C - Verifica vulnerabilità sismica



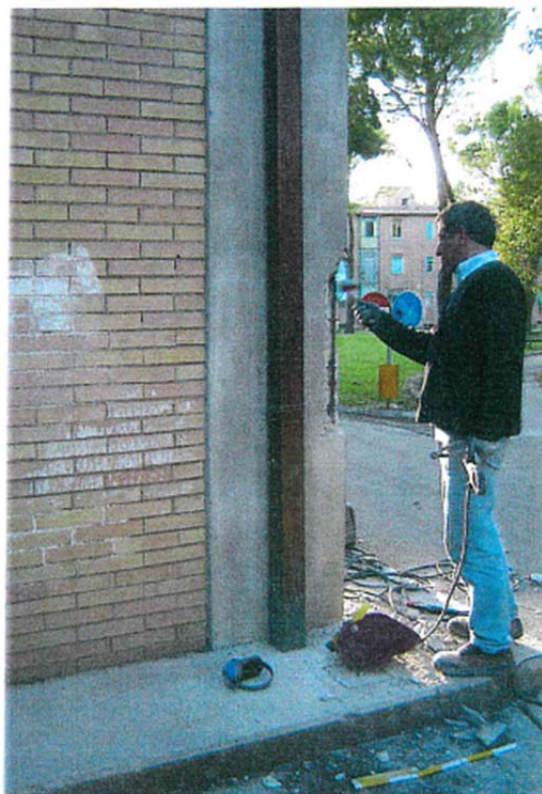
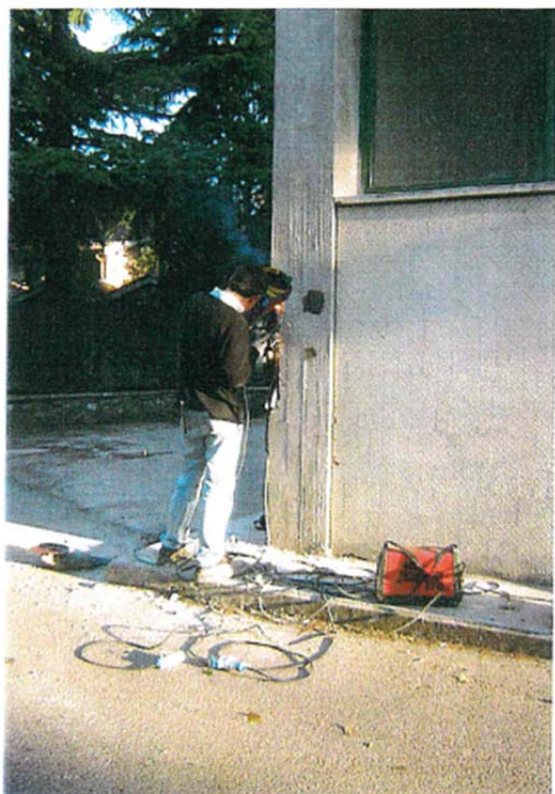


Figura 46: Estratto campagna prove sui materiali - Edificio C - Verifica vulnerabilità sismica





*Figura 47: Estratto campagna prove sui materiali - Edificio C - Verifica vulnerabilità sismica*

All'esito della verifica della vulnerabilità sismica gli indicatori di rischio per l'inagibilità sono stati di 0.253 per l'edificio B e di 0.05 per l'edificio C.

Nel 2005 l'ing. Giancarlo Ottaviani ha progettato lavori, successivamente eseguiti, di adeguamento alle norme di prevenzione incendi, abbattimento barriere architettoniche e riparazione dei danni dovuti al sisma, che, per gli edifici oggetto del presente progetto, hanno riguardato principalmente, oltre a modifiche alla distribuzione interna, la demolizione e ricostruzione di una porzione di fabbricato posta tra l'edificio C e gli edifici in muratura, al fine di realizzare una scala con ascensore, giuntata secondo il progetto dalle strutture adiacenti.

Le riparazioni dei danni dovuti al sisma dell'intervento del 2005 riguardavano gli edifici con struttura portante in muratura, non oggetto del presente intervento, per i quali sono stati realizzati anche interventi volti al miglioramento del comportamento nei confronti dell'azione sismica.

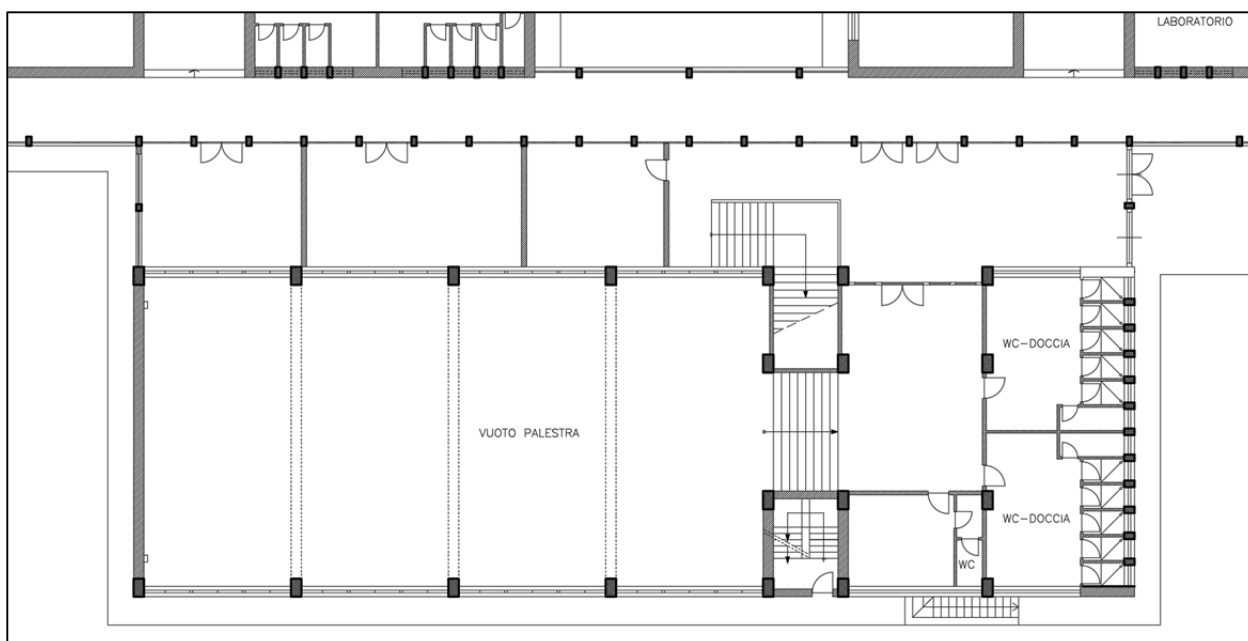


Figura 48: Estratto Elaborato 6 - Rilievo Piano Terra

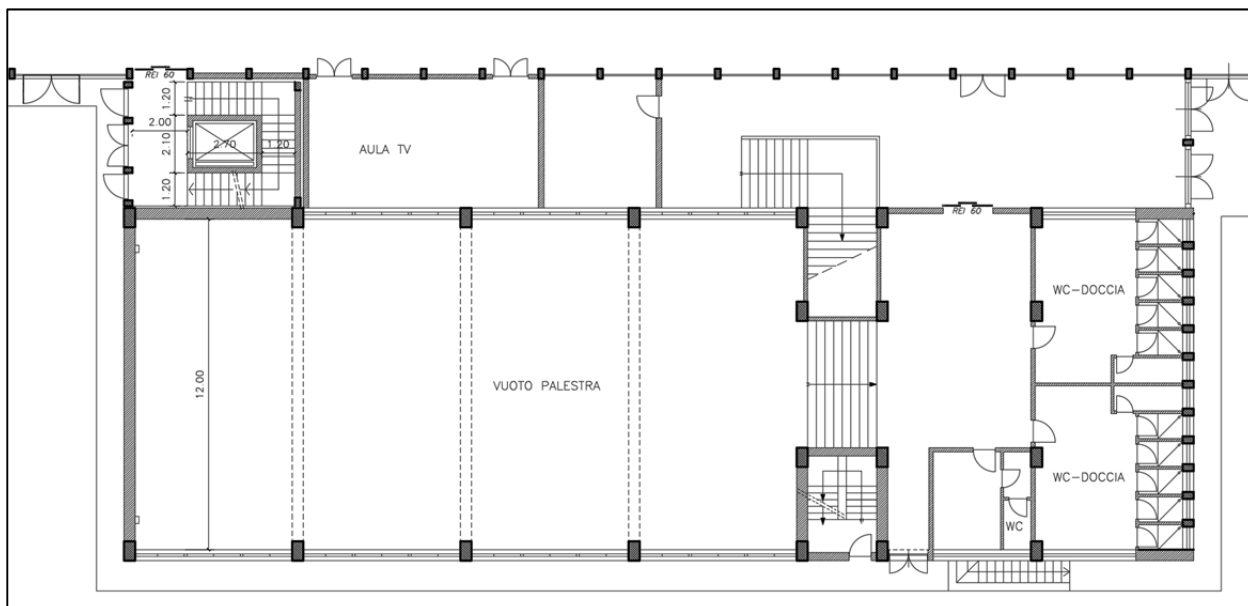


Figura 49: Estratto Elaborato 10 - Progetto Piano Terra

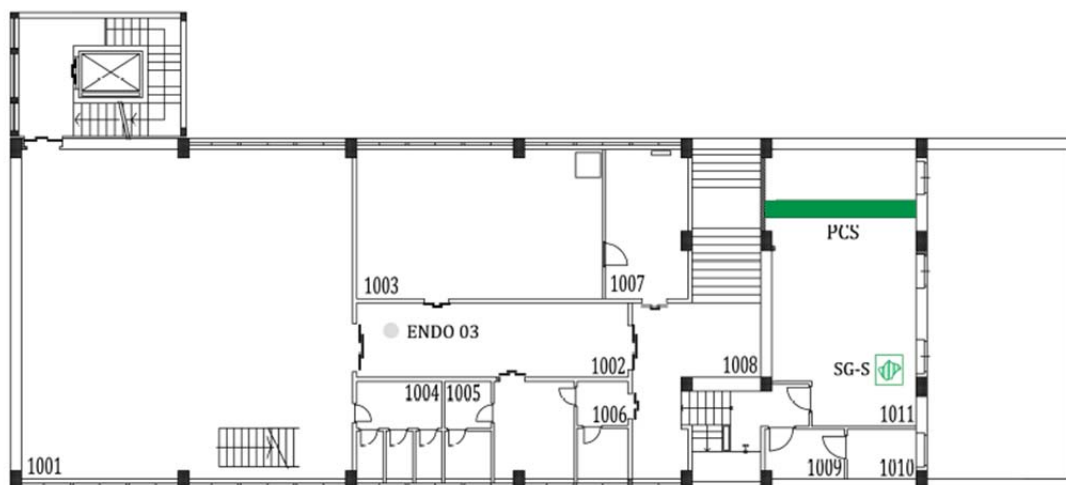
Di tale intervento del 2005 sono stati reperiti elaborati sufficientemente completi descrittivi sia del progetto che delle fasi esecutive. Il corpo "scala" non risulta però oggetto del presente intervento, se non per l'adeguamento del giunto sismico verso il connettivo, non adeguatamente realizzato in quanto il tamponamento risulta appoggiato sul connettivo preesistente e soggetto a lesioni a seguito dei, minimi, assestamenti del terreno.



*Figura 50: Lesione su tamponamento corpo scale*



Nel Gennaio 2022 la società Progetto PSC S.R.L. con direttore tecnico l'ing. Francesco Leone ha elaborato un report riguardo il servizio di indagini strutturali e non strutturali su solai e controsoffitti dell'edificio scolastico. Alcune delle indicazioni riportate in tale report e allegati, dagli ulteriori saggi effettuati e riportati nella presente relazione, si sono rivelate non corrette; ad esempio è stato effettuato un saggio non sufficientemente esteso sul solaio di sottotetto al piano primo, che ha portato ad individuare un solaio Predalles 18+3 armato con 1Φ3 a travetto di interasse 50 cm, mentre il saggio passante effettuato sui solai di sottotetto non accessibili ha permesso di individuare una tipologia alveolare di spessore 10-12 cm.



## PIANTA PIANO PRIMO

Figura 51: Estratto indagini su solai e controsoffitti - Posizionamento saggio e prova di carico

L'immagine precedente evidenzia inoltre l'esecuzione di una prova di carico su solaio dell'attuale Aula Computer, che ha dato esito positivo con l'applicazione del carico di 300 kg/mq e con opportune valutazioni riguardo la fascia collaborante.

Data	Ora	Step	Carico	Sensore 1	Sensore 2	Sensore 3	Sensore 4	Sensore 5	Sensore 6	Sensore 7
		LITRI	Kg/mq	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
04/01/2021	12:00:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04/01/2021	12:03:00	270	50	-0,01	-0,06	-0,01	-0,03	-0,09	-0,08	-0,07
04/01/2021	12:11:00	540	100	-0,03	-0,09	-0,04	-0,05	-0,12	-0,1	-0,09
04/01/2021	12:19:00	810	150	-0,04	-0,12	-0,05	-0,07	-0,13	-0,11	-0,1
04/01/2021	12:25:00	1080	200	-0,04	-0,15	-0,05	-0,08	-0,14	-0,12	-0,11
04/01/2021	12:32:00	1350	250	-0,07	-0,18	-0,06	-0,09	-0,15	-0,14	-0,13
04/01/2021	12:50:00	3110	300	-0,07	-0,19	-0,06	-0,09	-0,15	-0,14	-0,13
04/01/2021	12:57:00	1350	250	-0,06	-0,17	-0,05	-0,07	-0,14	-0,13	-0,11
04/01/2021	13:05:00	1080	200	-0,04	-0,12	-0,03	-0,05	-0,1	-0,09	-0,07
04/01/2021	13:14:00	810	150	-0,02	-0,08	-0,01	-0,03	-0,08	-0,07	-0,04
04/01/2021	13:23:00	540	100	-0,01	-0,05	-0,01	-0,02	-0,06	-0,05	-0,03
04/01/2021	13:30:00	270	50	-0,01	-0,04	0	-0,02	-0,03	-0,03	-0,02
04/01/2021	13:33:00	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Figura 52: Estratto indagini su solai e controsoffitti - Risultati prova di carico

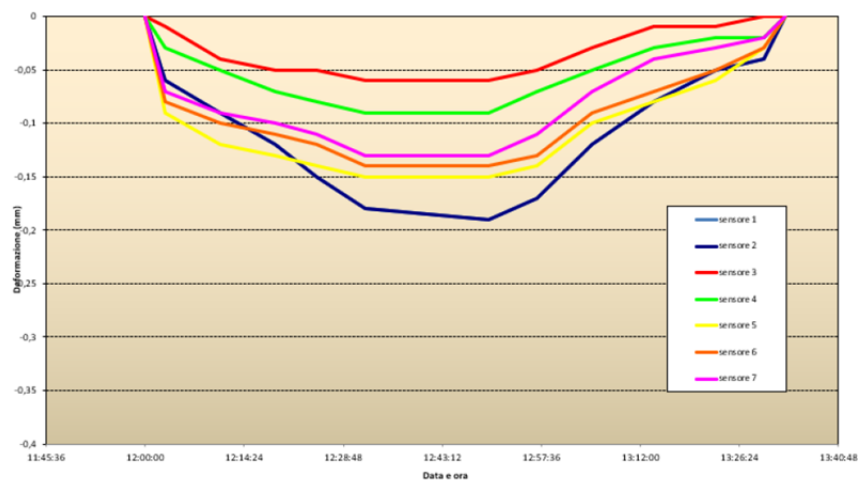


Figura 53: Estratto indagini su solai e controsoffitti - Risultati prova di carico

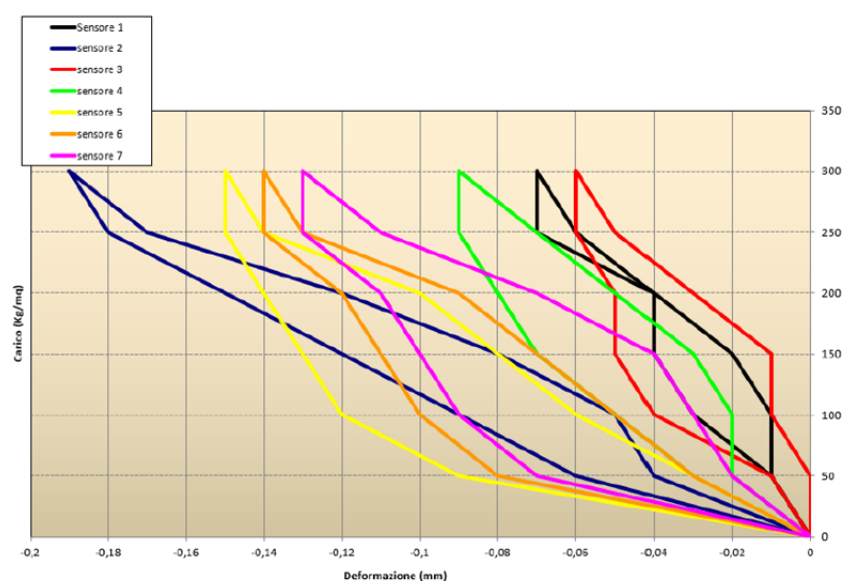
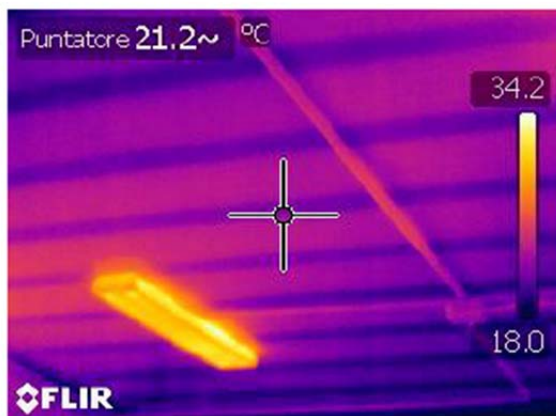


Figura 54: Estratto indagini su solai e controsoffitti - Risultati prova di carico

Sui solai è stata eseguita una diffusa indagine termografica. Si riportano di seguito le immagini relative al solaio oggetto di prova di carico.

TT 17762



Orditura Solaio Laterocemento

TT 17763



Documentazione Fotografica a Corredo

Sono state inoltre eseguite prove che hanno evidenziato il rischio di sfondellamento per vari solai laterocementizi. Si sottolinea di nuovo come, alcuni solai alveolari in c.a.p., sono risultati erroneamente a rischio di sfondellamento secondo le prove eseguite (per la loro limitata rigidezza), ma per la loro tipologia costruttiva non risultano a rischio di sfondellamento. Il progetto oggetto della presente relazione prevedrà diffusi interventi di protezione nei confronti del rischio di sfondellamento.



Figura 55: Estratto indagini su solai e controsoffitti - Indagine sfondellamento



## **1.6 Indagini e rilievi riguardanti l'organismo strutturale e principali criticità**

Il progetto in oggetto trae origine dalla ricerca, acquisizione e analisi documentale e da una successiva campagna integrativa di rilievi, indagini e prove in sito, ad integrazione delle precedenti, svolta in parallelo con la modellazione numerica al fine di ottimizzare la distribuzione delle prove e delle indagini all'obiettivo dell'adeguamento sismico.

Gli edifici oggetto di analisi sono entrambi realizzati in c.a., a differenza degli altri 3 "Corpi tipo A" che completano il complesso scolastico e che sono realizzati con struttura portante in muratura.

Il Corpo B è realizzato su un piano posto rialzato rispetto al p.c., con solai di sottotetto (salvo che nella zona centrale caratterizzata da un doppio volume) e di copertura. Il Corpo C è caratterizzato da più piani, anche interrati e seminterrati, posti sfalsati gli uni dagli altri con numerosi percorsi verticali a connetterli tra di loro. Entrambi gli edifici sono quindi caratterizzati da non regolarità sia in pianta che in elevazione. Tutto il complesso scolastico è stato realizzato prima del 1981, anno in cui l'area del Comune di Terni è stata classificata "sismica", per cui i relativi progetti non hanno previsto l'applicazione delle azioni sismiche sulle strutture.

Si rimanda agli allegati elaborati grafici per le caratteristiche dimensionali.

L'analisi documentale ha riguardato i documenti originali e le analisi successive di cui di seguito è presentato un breve riepilogo:

- Progetto architettonico del complessivo intervento di realizzazione del complesso scolastico
- Collaudo Statico dei Corpi A e del Corpo C, ultimati nel 1966
- Progetto strutturale completo e Collaudo Statico del Corpo B, ultimato nel 1979
- Verifica di Vulnerabilità Sismica del 2009
- Verifica sui solai e controsoffitti del complesso scolastico del 2022
- Progetto e Collaudo Statico dei lavori di Adeguamento alle Norme di Prevenzione Incendi, Abbattimento Barriere Architettoniche, Riparazione danni del sisma sul complesso scolastico, del 2005
- Certificato di Prevenzione Incendi compreso successivi rinnovi, l'ultimo del 2019

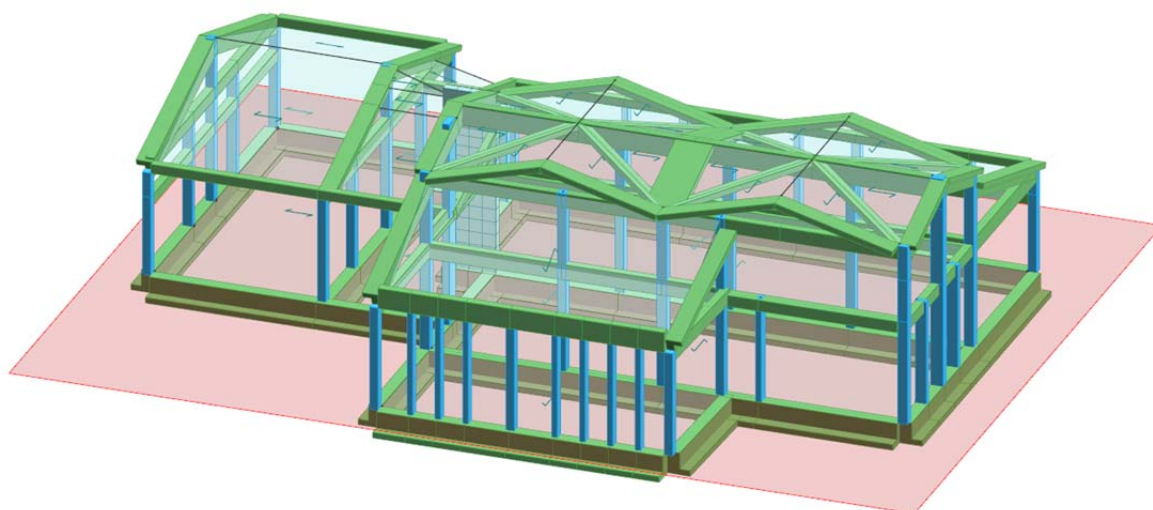
In relazione all'ultimo documento elencato, si sottolinea come la riparazione dei danni abbia riguardato gli altri Corpi non oggetto del presente documento, oltre alla realizzazione, previa demolizione e ricostruzione, di un Corpo scala-ascensore posto a Sud-Est del Corpo C e da esso separato da un giunto sismico. Nonostante gli interventi strutturali non riguardassero direttamente i Corpi di fabbrica oggetto della presente progettazione, è stato possibile dedurre gli effetti dell'interazione strutturale tra i Corpi "A" e il corridoio, collegato strutturalmente sia ad essi che al Corpo C nella porzione ad essi intermedia. L'ultima porzione di corridoio adiacente al Corpo B è realizzata ad esso strutturalmente connessa ed è posta in immediata adiacenza alla precedente porzione di corridoio, senza giunto strutturale.



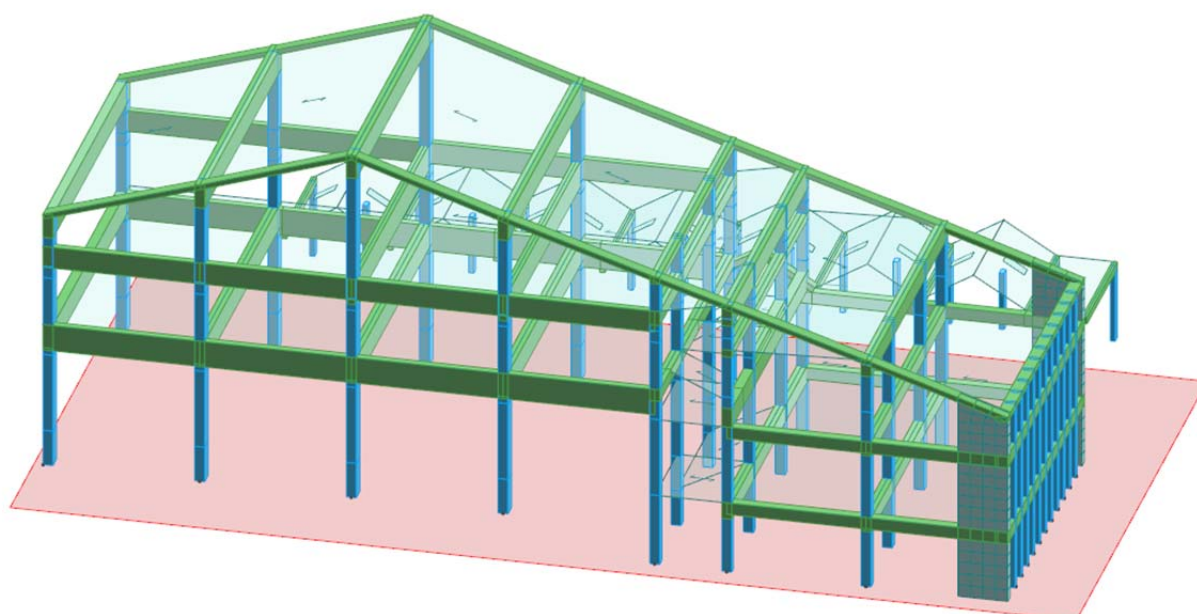
*Figura 56: Assenza giunto sismico tra porzione di corridoio connesso al Corpo B e quella connessa ai Corpi A-C*

Come detto, l'analisi strutturale ha tratto origine dalla documentazione reperita, a partire dalla quale sono stati realizzati modelli strutturali preliminari con software di calcolo, da cui è stato possibile ipotizzare un piano di indagini sulle strutture realizzate nelle date 1 e 2 Aprile 2022, coordinate dal progettista delle strutture ing. Andrea Alunni-Macerini. Le indagini sono state volte ad indagare i punti di maggior interesse, a partire dai dati ottenuti dalle modellazioni, e a controllare la rispondenza degli elaborati originali con lo stato di fatto.





*Figura 57: Modello strutturale edificio B - Stato attuale*



*Figura 58: Modello strutturale edificio C - Stato attuale*

Il rilievo ha previsto anche l'individuazione di quadro fessurativo e di degrado, che per il Corpo C è stato individuato solo in corrispondenza di una delle discontinuità planoaltimetriche dovute al doppio volume della palestra e alla presenza di una trave-ginocchio di uno dei vani scala centrali posta in mezzera di un pilastro, che ha comportato l'espulsione del copriferro dello stesso durante uno degli ultimi eventi sismici, come mostrato nel seguito. Sul Corpo B sono invece presenti lievi lesioni sui tamponamenti e sui tramezzi. Il quadro fessurativo è comunque risultato limitato.

All'intradosso delle travi o delle solette piene sono visibili i ferri per assenza di copriferro, dovuto anche alle irregolarità geometriche originarie, ad esempio nella zona Sud del corpo C ove il tetto è costituito da consecutive falde, o nei corridoi, realizzati in modo analogo.

Sono infine frequenti i segni di degrado dovuto ad infiltrazioni, ad esempio al di sotto del terrazzo a vasca del Corpo C, o nel corridoio. Occorre osservare come, in corrispondenza della zona del corridoio intermedia tra i Corpi A e il Corpo C, i discendenti risultano posizionati all'interno delle colonne in c.a., già di limitate dimensioni, comportando, quando otturati, l'emersione dell'acqua all'interno del corridoio stesso o per filtrazione dalla superficie dei pilastri.

Tale problematica di infiltrazione di acqua è particolarmente presente nelle zone di copertura che individuano impluvi perimetralmente circondati da edifici più alti, arrivando a portare acqua anche all'interno degli edifici della Primaria e della Scuola dell'Infanzia Matteotti, causando problemi relativi alla durabilità delle strutture.



*Figura 59: Presenza di trave ginocchio a creare irregolarità strutturale*  
*Figura 60: Espulsione copriferro sulla faccia contrapposta alla trave ginocchio*



*Figura 61: Infiltrazioni d'acqua sulle pareti portanti e all'interno degli edifici tipo A*  
*Figura 62: Infiltrazioni d'acqua e espulsione di copriferro in corrispondenza degli impluvi del connettivo*



Riguardo le opere non strutturali, risulta evidente una lesione diagonale sulla tramezzatura dell'atrio della palestra, che denota un cedimento maggiore del probabile vespaio posto al di sotto della tramezzatura rispetto al muro perimetrale in c.a. e alle relative fondazioni della palestra.



*Figura 63: Lesione diagonale su tramezzatura*

La campagna di indagini ha previsto sia l'esecuzione di prove non distruttive (pacometriche) e indagini distruttive volte al completamento del quadro conoscitivo necessario per l'intervento di adeguamento sismico. Le immagini seguenti mostrano l'utilizzo di barre Rumi a sezione quadrata e di staffe a quattro bracci nelle travi di maggiore luce della palestra e della mensa.



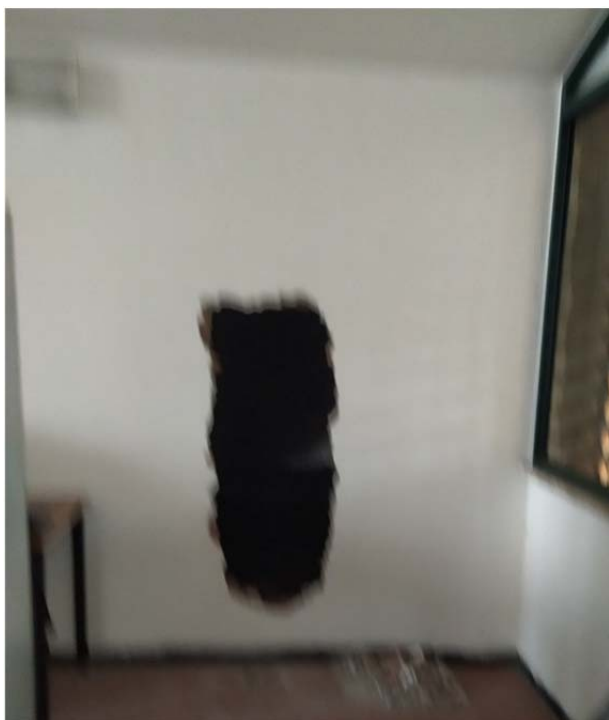
*Figura 64: Presenza di barre di acciaio Rumi a sezione quadrata all'intradosso della trave posta tra mensa e cucina*



*Figura 65: Presenza di barre di acciaio Rumi e di barre ad aderenza migliorata tonde all'estradosso delle travi della palestra, con presenza di staffe a quattro bracci*

Sono stati inoltre indagati i dettagli costruttivi relativi ai vari pacchetti di solai, soprattutto nel Corpo C. La proposta progettuale riguarda per entrambi i corpi la realizzazione di nuovi setti in c.a. sismoresistenti all'interno dei precedenti sistemi strutturali, pertanto è stata indagata diffusamente l'armatura dei pilastri a cui sono comunque destinate le azioni statiche.

Nel Corpo C sono stati indagati i sottotetti, compresi quelli non accessibili realizzando aperture nelle tramezzature. Ciò ha consentito di individuare, a differenza di quanto mostrato negli elaborati architettonici originari, la presenza di una trave composta tipo Vierendeel, in cui la trave di sostegno della copertura risulta compressa, mentre la trave di sostegno dei solai al di sopra delle cucine, di limitata altezza (20 cm) e lunghezza totale 12 metri, risulta tesa.



*Figura 66: Apertura nelle tramezzature per accesso al sottotetto non accessibile*



*Figura 67: Rilievo trave Vierendeel e saggio su solaio alveolare di controsoffitto*

I pilastri, probabilmente considerati compresi nel progetto originario, potrebbero altresì risultare tesi a seconda dello stato degli effettivi carichi e dei cedimenti delle strutture poste all'intradosso e all'estradosso, realizzate oltre 50 anni fa; si evidenzia come la presenza di questa tipologia strutturale rappresenta una forte carenza.

La precedente apertura ha permesso anche di indagare le tipologie di copertura e sottotetto di maggiore luce nel Corpo C. Il sottotetto, ove piano e non praticabile, è realizzato con solai alveolari prefabbricati in c.a.p. di limitata altezza, che si ipotizza siano stati realizzati con funzione di plafone non soggetto a carichi e pertanto probabilmente non in grado di sopportare altri carichi oltre il peso proprio e al peso dei manutentori.

La campagna di indagine integrativa riguardo l'edificio C ha previsto l'esecuzione di saggi ad individuare i dettagli costruttivi, oltre che delle travi precedentemente riportate, di tutte le tipologie di pilastri per le quali è previsto il mantenimento nel progetto, oltre che saggi integrativi riguardanti gli spessori dei pacchetti dei solai. I saggi sono stati integrati da campagne pacometriche e sclerometriche.



*Figura 68: Saggio per misurazione massetto inclinato piano sottotetto (ex "loggione" del teatro posto nell'attuale mensa)*





*Figura 69: Saggio su pilastro allineamento tra palestra e deposito*



*Figura 70: Saggio su pilastro perimetrale alla palestra*



*Figura 71: Saggio per individuare armatura muro controterra piano interrato*



*Figura 72: Saggio per individuare geometrie muro controterra piano seminterrato*



*Figura 73: Saggio per individuare armatura soletta piano interrato*



*Figura 74: Saggio per individuare spessori soletta piano interrato (non è stato possibile individuare il termine della stessa)*

Ulteriori criticità di elementi non strutturali riguardano il diffuso impiego di mandolati in laterizio, su entrambi gli edifici oggetto di analisi, oltre all'assenza di dispositivi di protezione nei confronti del ribaltamento delle tramezzature. In particolare, nel Corpo B è stata riscontrata la presenza di camere d'aria che non permettono di consolidare i tamponamenti e i tramezzi nei confronti del ribaltamento senza eseguire demolizioni.



*Figura 75: Presenza di mandolati in laterizio - Edificio C*





*Figura 76: Presenza di mandolati in laterizio - Edificio B*



*Figura 77: Tamponamenti con camere d'aria e saggi per individuare geometrie e armature pilastri - Corpo B*



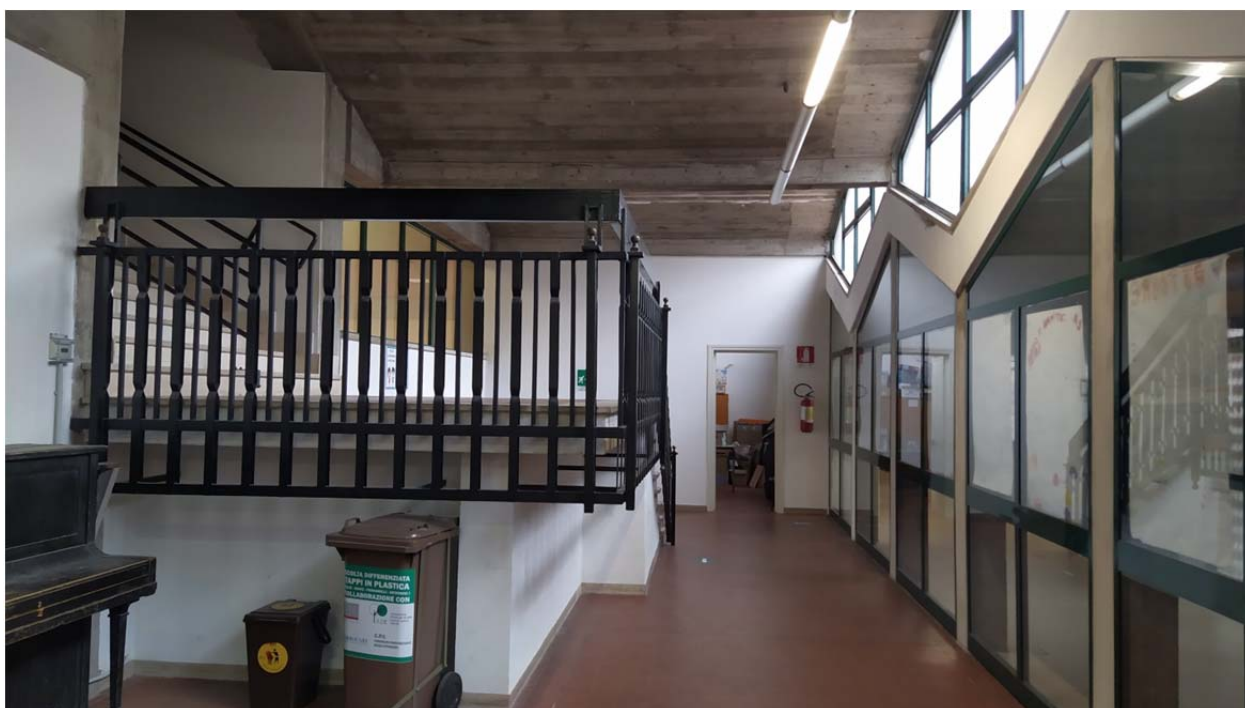
*Figura 78: Camera d'aria e saggio su pilastro*

Risultano presenti poi ulteriori irregolarità: le travi di sostegno della copertura dell'atrio risultano poste nella porzione Ovest in modo da non intercettare perfettamente le travi dell'edificio C a cui si appoggiano, finendo oltre l'estradosso; nella porzione Est le stesse travi non intercettano le travi della palestra finendo al di sotto dell'intradosso delle stesse, come descritto nelle immagini seguenti.





*Figura 79: Dettaglio appoggio trave copertura atrio palestra - zona Ovest*



*Figura 80: Dettaglio appoggio trave copertura atrio palestra - zona Est*

Riassunto, dal punto di vista strutturale le criticità derivano principalmente dal fatto che l'edificio sia stato realizzato in un periodo in cui il Comune di Terni non risultava classificato sismico, per cui sono assenti, se non nel corpo realizzato nell'intervento del 2005, giunti sismici; anche per questo edificio è stato rilevato come il giunto sismico non sia stato perfettamente eseguito per quanto concerne i tamponamenti.

Entrambi i corpi oggetto di analisi risultano non regolari in pianta e in altezza, dotati di molti solai / solette inclinate (vani scala, coperture), solai posti a quote sfalsate tra loro e non rigidi. Anche l'edificio B, come mostrato nel seguito, presenta un doppio volume centrale posto a una quota molto superiore rispetto ai solai di sottotetto e copertura delle aule, posti al suo perimetro.



Figura 81 - Figura 82: Doppio volume interno edificio B

La struttura di copertura del Corpo C presenta le criticità, anche statiche, precedentemente evidenziate (presenza di una trave Vierendeel forse non opportunamente progettata), oltre al solaio di copertura posto a una quota molto più elevata di quella dell'ultimo impalcato, con pilastri molto snelli e masse poste a quota molto elevata, ciò genera criticità rilevanti dal punto di vista sismico; criticità analoghe sono presenti nel doppio volume del Corpo B. Il solaio rialzato del Corpo B è realizzato senza aperture adeguate a garantire ricambio d'aria per cui risulta molto probabile, come possiamo documentare in situazioni analoghe, che la presenza di umidità possa aver comportato corrosione nelle armature. Infine ulteriori criticità sono presenti negli elementi strutturali, anche per caratteristiche costruttive, per quanto i materiali siano risultati di ottima qualità, come risulta dalle prove sulle malte eseguite.

Infatti, dato che in un primo momento i tempi per la progettazione e l'appalto dei lavori risultavano ristretti, non è stato possibile eseguire saggi preventivi per valutare con certezza quanto alcuni paramenti murari risultassero strutturalmente principali, per cui, nell'incertezza, è stata prevista una campagna di prove sulle malte che è stata eseguita dal medesimo laboratorio che si è occupato delle prove geognostiche. Si riporta nel seguito il dettaglio delle prove eseguite.



Figura 83: Posizionamento prove sulle malte





**TERRA s.n.c.** Via Comunale Vittorio Veneto, 48 - 06055 Papiano (PG) - Tel. 075.8795142 - 075.9696716  
Lab. aut.D.M. n° 2612 -26/03/2010 Settore A (prove di laboratorio sui terreni)  
**Indagini endoscopiche**  
Rapporto di prova: 225098-138  
Strumentazione: Videoendoscopio tel.8mm 1080P HD  
Taratura: n.a.

Norma Rif.: UNI EN 13018:2016  
del 23/02/2022

Intestatario: Città Futura S.c.a r.l.  
Edificio/Località: Scuola "Le Grazie", Via dei Ciclamini,1 -Terni

Id. prova: PM01 Data prova: 23/02/2022 Cond.: -  
Elemento: Parete perim. (esterno Posizione: Piano 0  
Descrizione: Muratura in mattoni semi-pieni, con malta cementizia di buona qualità.

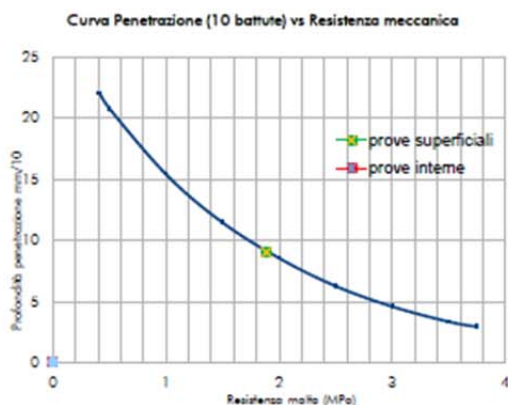
Tabella rilievo misure				
Prova n.	Tipo	L0 (mm)	L10 (mm)	p10 (mm)
1	sup	0	8,0	8,0
2	sup	0	12,0	12,0
3	sup	0	7,0	7,0
4	int	100	100,0	0,0
5	int	100	100,0	0,0
6	int	100	100,0	0,0

valore medio della penetrazione (mm)	
9,0	prove superficiali
0,0	prove interne

L0 Profondità della punta rispetto al paramento esterno della malta

L10 Profondità di penetrazione dopo 10 colpi rispetto al paramento esterno

p10 Profondità di penetrazione (L10-L0)



valore medio della Resistenza (Mpa)	
1,89	prove superficiali
#NUM!	prove interne

Note: le indagini in profondità non sono state eseguite in quanto il perforo sarebbe fuoriuscito dal cortina muraria

Sperimentatore: Geol. Paolo Bartocchini

Direttore: Ing. Andrea Bonaca

Figura 84: Rapporto prova penetrometrica malte - Edificio C





**TERRA s.n.c.** Via Comunale Vittorio Veneto, 48 - 06055 Papiano (PG) - Tel. 075.8795142 - 075.9696716

Lab. aut.D.M. n° 2612 -26/03/2010 Settore A (prove di laboratorio sui terreni)

## Prove Penetrometriche Malte

Rapporto di prova: 22S110-139  
Strumentazione: Penetrometro DRC  
Taratura: -

Norma Rif.: -  
del: 23/02/2022

Intestatario: Città Futura S.c.a r.l.  
Edificio/Località: Scuola "Le Grazie", Via dei Ciclamini,1 -Terni

Id. prova: PM02 Data prova: 23/02/2022 Cond.: -  
Elemento: Parete perim. (esterno Posizione: Piano 0  
Descrizione: Muratura in mattoni semi-pieni, con malta cementizia di buona qualità.

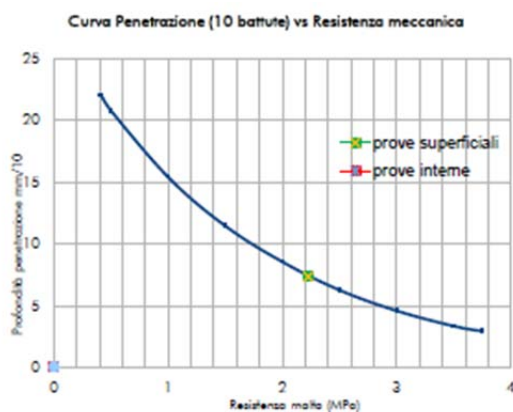
Tabella rilievo misure				
Prova n.	Tipo	L0 (mm)	L10 (mm)	p10 (mm)
1	sup	0	7,0	7,0
2	sup	0	7,0	7,0
3	sup	0	8,0	8,0
4	int	100	100,0	0,0
5	int	100	100,0	0,0
6	int	100	100,0	0,0

valore medio della penetrazione (mm)	
7,3	prove superficiali
0,0	prove interne

L0 Profondità della punta rispetto al paramento esterno della malta

L10 Profondità di penetrazione dopo 10 colpi rispetto al paramento esterno

p10 Profondità di penetrazione (L10-L0)



valore medio della Resistenza [Mpa]	
2,23	prove superficiali
#NUM!	prove interne



Note: le indagini in profondità non sono state eseguite in quanto il perforo sarebbe fuoriuscito dal cortina muraria

Sperimentatore: Geol. Paolo Bartoccini

Direttore: Ing. Andrea Bonaca

Figura 85: Rapporto prova penetrometrica malte - Edificio B



**TERRA s.n.c.** Via Comunale Vittorio Veneto, 48 - 06055 Papiano (PG) - Tel. 075.8795142 - 075.9696716  
Lab. aut.D.M. n° 2612 -26/03/2010 Settore A (prove di laboratorio sui terreni)

### Indagini endoscopiche

Rapporto di prova: 22S110-140  
Strumentazione: Videoscopio tel.8mm 1080P HD  
Taratura: n.a.

Norma Rif.: UNI EN 13018:2016  
del 23/02/2022

Intestatario: Città Futura S.c.a r.l.  
Edificio/Località: Scuola "Le Grazie", Via dei Ciclamini,1 -Terni

Id. prova: PM03 Data prova: 23/02/2022 Cond.: -  
Elemento: Parete perim. (esterno Posizione: Piano 0  
Descrizione: Muratura in mattoni semi-pieni, con malta cementizia di buona qualità.

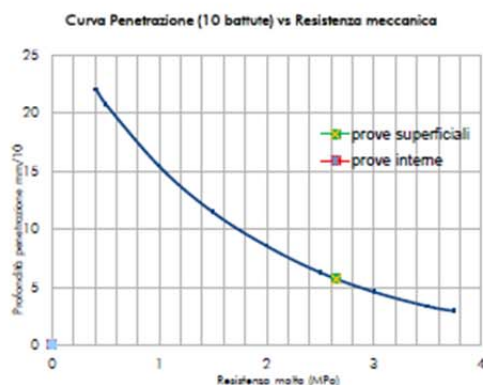
Tabella rilievo misure				
Prova n.	Tipo	L0 (mm)	L10 (mm)	p10 (mm)
1	sup	0	5,0	5,0
2	sup	0	5,0	5,0
3	sup	0	7,0	7,0
4	int	100	100,0	0,0
5	int	100	100,0	0,0
6	int	100	100,0	0,0

valore medio della penetrazione (mm)	
5,7	prove superficiali
0,0	prove interne

L0 Profondità della punta rispetto al paramento esterno della malta

L10 Profondità di penetrazione dopo 10 colpi rispetto al paramento esterno

p10 Profondità di penetrazione (L10-L0)



valore medio della Resistenza [Mpa]	
2,65	prove superficiali
#NUM!	prove interne



Note: le indagini in profondità non sono state eseguite in quanto il perforo sarebbe fuoriuscito dal cortina muraria

Sperimentatore: Geol. Paolo Bartocchini

Direttore: Ing. Andrea Bonaca

Figura 86: Rapporto prova penetrometrica malte - Edificio B



**TERRA s.n.c.** Via Comunale Vittorio Veneto, 48 - 06055 Papiano (PG) - Tel. 075.8795142 - 075.9696716  
Lab. aut.D.M. n° 2612 -26/03/2010 Settore A (prove di laboratorio sui terreni)

## Prove Penetrometriche Malte

Rapporto di prova: 22S110-141  
Strumentazione: Penetrometro DRC  
Taratura: -

Norma Rif.: -  
del: 23/02/2022

Intestatario: Città Futura S.c.a r.l.  
Edificio/Localtà: Scuola "Le Grazie", Via dei Ciclamini, 1 -Terni

Id. prova: PM04 Data prova: 23/02/2022 Cond.: -  
Elemento: Parete perim. (esterno) Posizione: Piano 0  
Descrizione: Muratura in mattoni semi-pieni, con malta cementizia di buona qualità.

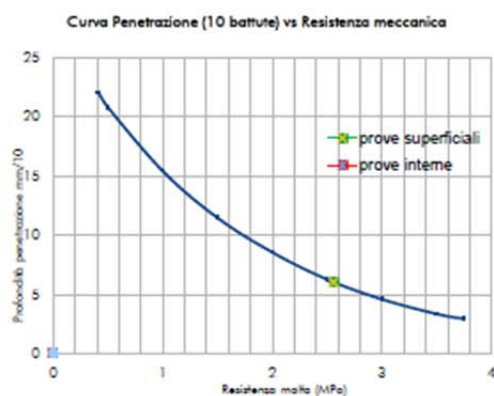
Tabella rilievo misure				
Prova n.	Tipo	L0 (mm)	L10 (mm)	p10 (mm)
1	sup	0	5,0	5,0
2	sup	0	7,0	7,0
3	sup	0	6,0	6,0
4	int	100	100,0	0,0
5	int	100	100,0	0,0
6	int	100	100,0	0,0

valore medio della penetrazione (mm)	
6,0	prove superficiali
0,0	prove interne

L0 Profondità della punta rispetto al paramento esterno della malta

L10 Profondità di penetrazione dopo 10 colpi rispetto al paramento esterno

p10 Profondità di penetrazione (L10-L0)



valore medio della Resistenza (Mpa)	
2,56	prove superficiali
#NUM!	prove interne



Note: le indagini in profondità non sono state eseguite in quanto il perforo sarebbe fuoriuscito dal cortina muraria

Sperimentatore: Geol. Paolo Bartocchini

Direttore: Ing. Andrea Bonaca

Figura 87: Rapporto prova penetrometrica malte - Edificio C





**TERRA s.n.c.** Via Comunale Vittorio Veneto, 48 - 06055 Papiano (PG) - Tel. 075.8795142 - 075.9696716  
Lab. aut.D.M. n° 2612 -26/03/2010 Settore A (prove di laboratorio sui terreni)

### Prove Penetrometriche Malta

Rapporto di prova: 22S110-142  
Strumentazione: Penetrometro DRC  
Taratura: -

Norma Rif.: -  
del 23/02/2022

Intestatario: Città Futura S.c.a r.l.  
Edificio/Localtà: Scuola "Le Grazie", Via dei Ciclamini, 1 -Terni

Id. prova: PM05 Data prova: 23/02/2022 Cond.: -  
Elemento: Parete perim. (esterno Posizione: Piano 0  
Descrizione: Muratura in mattoni semi-pieni, con malta cementizia di buona qualità.

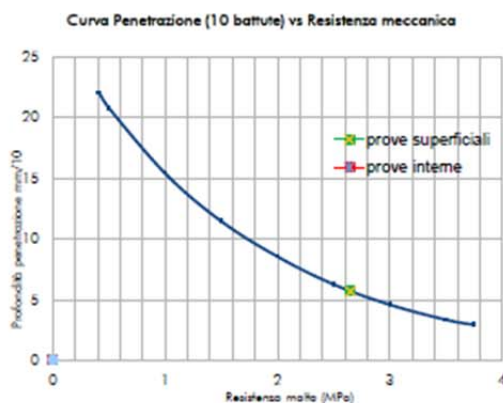
Tabella rilievo misure				
Prova n.	Tipo	L0 (mm)	L10 (mm)	p10 (mm)
1	sup	0	8,0	8,0
2	sup	0	4,0	4,0
3	sup	0	5,0	5,0
4	int	100	100,0	0,0
5	int	100	100,0	0,0
6	int	100	100,0	0,0

valore medio della penetrazione (mm)	
5,7	prove superficiali
0,0	prove interne

L0 Profondità della punta rispetto al paramento esterno della malta

L10 Profondità di penetrazione dopo 10 colpi rispetto al paramento esterno

p10 Profondità di penetrazione (L10-L0)



valore medio della Resistenza [Mpa]	
2,65	prove superficiali
#NUM!	prove interne



Note: le indagini in profondità non sono state eseguite in quanto il perforo sarebbe fuoriuscito dal cortina muraria

Sperimentatore: Geol. Paolo Bartoccini

Direttore: Ing. Andrea Bonaca

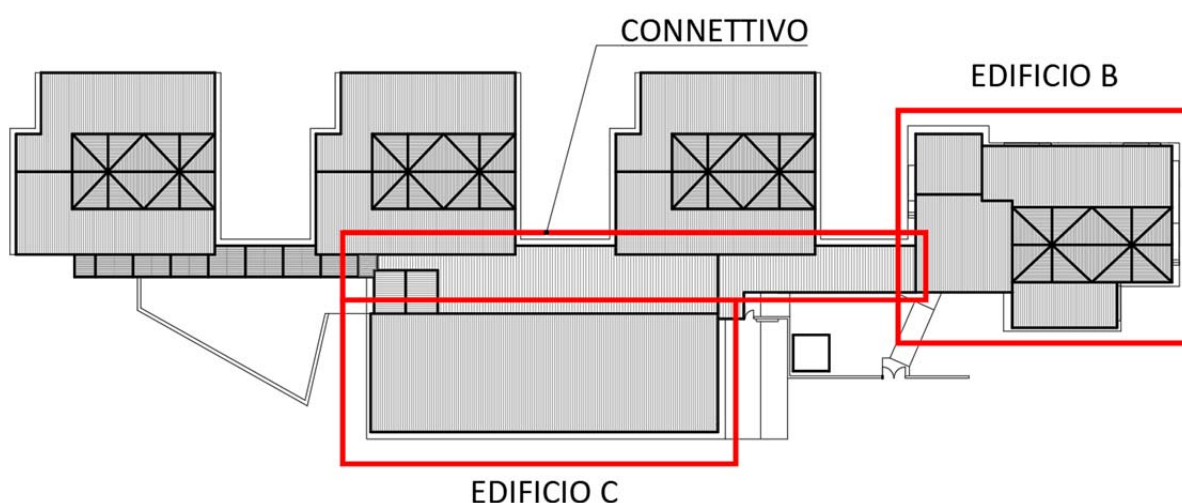
Figura 88: Rapporto prova penetrometrica malte - Edificio B

Ricollegandosi anche quanto descritto in precedenza riguardo le irregolarità del Corpo C, ulteriori criticità derivano dall'irregolarità distributiva, per cui sono attualmente presenti nel Corpo C 6 percorsi verticali per congiungere tra loro i vari impalcati, oltre a quello realizzato nel corpo adiacente nel 2005, con evidente utilizzo irrazionale e spreco di superfici e volumi; sempre nel Corpo C, al livello del piano sottotetto, sono presenti volumi di notevoli dimensioni, inutilizzati e inutilizzabili secondo il Certificato di Prevenzione Incendi, che per assenza di coibentazione, risultano comunque soggetti al riscaldamento dai locali sottostanti, con rilevante dispersione termica, e che portano molte masse a quote molto più elevate del necessario, con evidenti criticità sismiche.

## 1.7 Descrizione interventi

L'obiettivo dell'intervento precisato nella richiesta di finanziamento e inserito nel Capitolato dell'incarico di progettazione prevede la realizzazione di un complesso scolastico adeguato sismicamente e alla normativa di prevenzione incendi; a partire dalle esigenze strutturali, volte a sanare le criticità precedentemente illustrate, sono state integrate soluzioni volte al complessivo adeguamento normativo degli edifici, relativamente alle norme relative all'edilizia scolastica, alla prevenzione incendi, alla sicurezza, all'efficientamento energetico, all'acustica, all'adeguamento impiantistico, alla sostenibilità ambientale; si evidenzia come tali norme risultino cogenti per gli interventi conseguenti a quelli di adeguamento sismico.

Gli edifici oggetto di intervento e di nuova realizzazione sono denominati come "Edificio B", ossia l'edificio esistente in cui è situata la Scuola dell'Infanzia Le Grazie, "Edificio C", ossia l'edificio edificio in cui è situata la palestra e la mensa, e "Connettivo" la nuova struttura di collegamento tra i vari edifici. Tali edifici sono schematicamente identificati nella figura sottostante.



Sia l'edificio B che l'edificio C sono realizzati con struttura portante in telai in cemento armato, mentre la struttura del connettivo sarà realizzata in acciaio.

Le soluzioni progettuali volte all'adeguamento sismico, abbinati a interventi volti alla complessiva riqualificazione degli edifici oggetto di intervento, prevedono:

- a) La definizione di unità strutturali separate, ovvero la realizzazione di un giunto sismico tra Corpo B e corridoio e tra Corpo C e Corpi A e corridoi; l'attuale presenza del connettivo e dell'atrio, caratterizzati da copertura a shed e collegati ai Corpi C e A a quote diverse senza individuare piani rigidi, oltre ad essere caratterizzati da pilastri di sezione piccola e spesso cavi per il passaggio di pluviali, non consente di individuare giunti sismici tra i vari corpi di fabbrica, condizionandone il comportamento strutturale e sismico; le strutture con copertura a shed non offrono quindi apprezzabile rigidezza e resistenza nei confronti del sisma agli edifici adiacenti, e la minima rigidezza verticale porta le azioni sismiche relative a queste strutture a gravare sugli edifici adiacenti (A e C); è stato quindi prevista la demolizione degli edifici con copertura a shed, con ricostruzione di 3 strutture metalliche, di cui due indipendenti, ed una, posta tra il "corpo scala" e un edificio tipo A della Scuola Primaria, connessa a quest'ultima a realizzare un "intervento locale" su quest'ultimo edificio (le masse della nuova struttura risultano inferiori alle precedenti, data la copertura realizzata con pannelli sandwich, mentre le rigidezze risultano paragonabili). I nuovi connettivi con struttura metallica indipendente, dati i minimi spessori a disposizione per il pacchetto di copertura dati i vincoli incidenti, hanno copertura con lamiera grecata e soletta armata collaborante, posta sopra arcarecci realizzati con doppi UPN.

- b) La demolizione e ricostruzione della copertura e del sottotetto del Corpo C con una nuova di maggior rigidità e masse ridotte; le nuove travi di maggior lunghezza sono realizzate con travi reticolari metalliche, mentre la tipologia della nuova copertura, posizionata all'intradosso delle travi reticolari, è analoga a quella dei connettivi con struttura metallica indipendente.
- c) La demolizione e ricostruzione del solaio di piano terra del Corpo B, a realizzarne uno nuovo su vespaio areato tipo iglu riducendo quindi i carichi agenti sulle fondazioni e assicurando l'eliminazione di probabili criticità ed una maggiore durabilità.
- d) L'adeguamento sismico degli edifici anche mediante la demolizione e ricostruzione di una porzione del Corpo C, al fine di regolarizzare il comportamento strutturale; le soluzioni strutturali prevedono l'inserimento di nuovi solai rigidi a connettere quelli esistenti (resi rigidi dove necessario, ovvero per il solaio della mensa mediante demolizione del massetto e realizzazione di una soletta armata leggera con sistema Centro Storico) e l'inserimento di setti sismoresistenti ad assorbire le azioni orizzontali, oltre al rifacimento delle opere non strutturali e l'inserimento di controsoffitti antisfondellamento. Per l'edificio B è previsto di realizzare un solaio rigido intermedio a collegare in modo migliore i solai perimetrali, non rigidi. I tamponamenti faccia vista dell'edificio B saranno mantenuti e consolidati mediante inghisaggi da contropareti in laterizio interne in cui sono inseriti tralicci antiribaltamento tipo Murfor; presidi antiribaltamento saranno inseriti in tutte le nuove pareti in laterizio. Tutti i nuovi solai sono realizzati con tipologia Predalles o comunque con tipologia tale da escludere la possibilità di sfondellamenti.

Si rimanda agli allegati elaborati grafici per la descrizione puntuale di tutti gli interventi.

#### **1.7.1 Specifiche per gli impianti di nuova realizzazione**

Il progetto prevede interventi anche sugli impianti, dato anche che gran parte della distribuzione degli stessi avviene in corrispondenza della sottocentrale interrata nell'edificio C e nel connettivo, oltre che nella centrale termica del B, tutti spazi oggetto di locali demolizioni e ricostruzioni.

I nuovi impianti passeranno attraverso giunti strutturali principalmente a quota pari o inferiore al piano campagna, alla quale non si attendono rilevanti spostamenti reciproci, anche eventualmente dovuti a cedimenti differenziali, per i quali si sono valutate le opportune accortezze. Sarà onere dei D.L.O. Strutture e Impianti valutare l'eventuale inserimento di giunzioni che consentano di assorbire eventuali spostamenti di impianti posti a quote diverse da quelle ipotizzate nel progetto, fermo restando che l'intervento prevede di realizzare edifici poco deformabili (sia perché gran parte delle aree sono caratterizzate da un solo impalcato, sia perché tutti gli edifici sono dotati di strutture controventanti sismoresistenti). Quest'ultimo aspetto ha rilevanza anche per le specifiche relative agli elementi non strutturali, compresi gli impianti. Questi elementi dovranno essere efficacemente connessi alle strutture principali, con staffaggi antisismici come indicato negli elaborati progettuali che potranno essere montati previa approvazione del D.L.O. Strutture.



## 2 RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

Per quanto riguarda i materiali, quelli di nuovo inserimento sono conformi ai requisiti previsti dalle N.T.C. vigenti. Sono state considerate le seguenti caratteristiche dei materiali:

### Calcestruzzo

#### C28/35

Resistenza car. cubica a compressione ( $R_{ck}$ ):	$R_{ck}$	=	350.00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza car. cilindrica a compressione ( $F_{ck}$ ):	$F_{ck}$	=	290.50	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza car. a trazione del calcestruzzo ( $F_{ctk}$ ):	$F_{ctk}$	=	36.85	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media ( $F_{cm}$ ):	$F_{cm}$	=	370.50	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione ( $F_{cmt}$ ):	$F_{cmt}$	=	28.35	daN/cm <sup>2</sup>
Poisson ( $\nu$ ):	$\nu$	=	0.10	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico (E):	E	=	325,881.08	daN/cm <sup>2</sup>
Modulo elastico (G):	G	=	148,127.76	daN/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc}$ :		=	0.85	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$ :		=	1.50	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione ( $F_{cd}$ ):	$F_{cd}$	=	164.62	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione ( $F_{ctd}$ ):	$F_{ctd}$	=	13.23	daN/cm <sup>2</sup>
Classe di esposizione (UNI 11104):			XC2	

### Acciaio per barre di armatura

#### B450C

Tensione caratteristica a snervamento ( $F_{yk}$ ):	$F_{yk}$	=	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a snervamento ( $F_{yd}$ ):	$F_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura ( $F_{tk}$ ):	$F_{ctk}$	=	540.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a rottura ( $F_u$ ):	$F_{cm}$	=	469.57	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	$\gamma_s$	=	1.15	N/mm <sup>2</sup>

### Acciaio da carpenteria e piastre

#### S275

Tensione caratteristica a snervamento ( $F_{ck}$ ):	$F_{ck}$	=	275.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a snervamento ( $F_{yd}$ ):	$F_{yd}$	=	239.13	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura ( $F_{tk}$ ):	$F_{ctk}$	=	430.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto a rottura ( $F_u$ ):	$F_{cm}$	=	373.91	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	$\gamma_s$	=	1.15	daN/cm <sup>2</sup>
Poisson ( $\nu$ ):	$\nu$	=	0.30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico (E):	E	=	210,000.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico (G):	G	=	80,769.23	N/mm <sup>2</sup>

### Bulloni

#### classe bullone 8.8

Tensione snervamento ( $F_{yb}$ ):	$F_{yb}$	=	640.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione a rottura ( $F_{tb}$ ):	$F_{tb}$	=	800.00	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{m2}$	$\gamma_{m2}$	=	1.25	daN/cm <sup>2</sup>

Per quanto riguarda i materiali esistenti, per l'edificio C, per le parti da mantenere in opera, è stato eseguito un rilievo e un controllo esaustivo dei dettagli strutturali (oltre il 50%, tenendo conto degli elementi con evidenti caratteristiche di ripetitività); per l'edificio B è stato eseguito il rilievo e sono stati reperiti gli elaborati progettuali completi soggetti a controllo dei dettagli costruttivi con indagini limitate. Le indagini hanno compreso saggi e prove pacometriche (eseguite anche prima dei saggi, per il posizionamento dei saggi stessi). Pertanto, per quanto concerne geometria e dettagli strutturali, sono state rispettate le indicazioni della Tabella C8.5.IV per il massimo Livello di Conoscenza.

Per quanto riguarda gli acciai, quelli dell'edificio B sono stati identificati anche mediante certificati originari, per cui è stato considerato l'acciaio FeB44k con Livello di Conoscenza massimo LC3. Per quanto riguarda quelli dell'edificio C, mediante la prova effettuata, è stato possibile ricavare la tipologia di acciaio ad aderenza migliorata adoperato rispetto alle normative vigenti dell'epoca (LL.PP. 1472/57).

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm <sup>2</sup> )	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥22	≥32	≥38	≥41	≥44	≥22	≥32	≥38	≥44
Rottura (kgf/mm <sup>2</sup> )	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥34	≥50	≥46	≥50	≥55	≥34	≥50	≥46	≥55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥24	≥23	≥14	≥14	≥12	≥24	≥23	≥14	≥12

Figura 89: Estratto da "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980", Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito, Filippo Carlo Sansiviero Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II

A partire da questo valore di resistenza a rottura si è dedotta la tipologia di acciaio e, grazie a questo, si è potuto accedere al database Stil v1.0 di Reluis che raccoglie i risultati di 19140 prove su acciai utilizzati per le costruzioni in c.a. in Italia dal 1950 al 1980. Impostando anche il periodo di analisi tra il 1962 e il 1966, è stato possibile ricavare le caratteristiche della curva gaussiana dei risultati delle prove in oggetto, e di conseguenza determinare il 5° percentile pari a 325.5 MPa. Anche per questo acciaio, in quanto è stata la tipologia dello stesso, come previsto dalle Norme, è stato considerato il massimo Livello di Conoscenza.

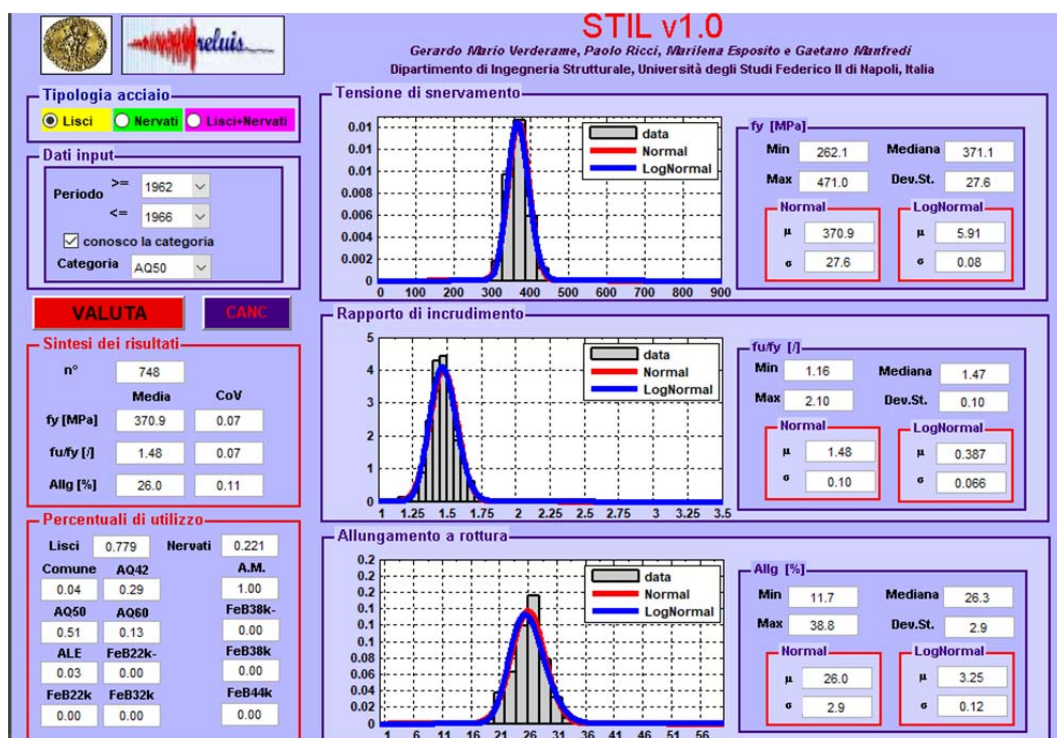


Figura 90: Analisi dati database Stil v1.0 per l'acciaio impiegato per l'edificio C

Occorre osservare come, per gli elementi orizzontali di grande luce (travi), sia stato rilevato nell'edificio C l'utilizzo di barre a sezione quadrata tipo Rumi, caratterizzate da resistenza a snervamento 400-440-480 Mpa a seconda della tipologia; potendo valutare, da Collaudo Statico, i carichi di calcolo di tali travi, è stato possibile ripercorrere i calcoli originari di progettazione, confrontati coi risultati dei saggi; di conseguenza, dato che il software di calcolo non consente l'utilizzo di acciai di resistenza diversa nello stesso elemento strutturale, si sono inserite queste barre come diametri "di progetto" valutati secondo una proporzione con la resistenza, procedendo a favore di sicurezza; le travi di grande luce, nello stato di progetto, saranno soggette a carichi lievemente inferiori rispetto allo stato attuale e il previsto progetto di adeguamento sismico delle strutture non modificherà i momenti massimi in mezzzeria di tali travi, che risultano prive di segni di meccanismi di collasso originatisi dalla costruzione dell'edificio a oggi, anche a seguito dei recenti eventi sismici.

Occorre osservare come la determinazione dei livelli di conoscenza indicati sia stata effettuata dallo scrivente progettista anche con riferimento al progetto di adeguamento sismico: sia per l'edificio B che C gli elementi in c.a. esistenti sono stati affiancati da altri sismoresistenti per cui il sistema esistente "travi-pilastri" risulta, nello stato di progetto, secondario e quindi con lo scopo di sostenere i soli carichi verticali.

Per quanto concerne il calcestruzzo, occorre osservare come complessivamente per gli edifici in c.a., realizzati in due lotti successivi nello stesso intervento, i mq di strutture che saranno mantenute nello stato di progetto risultino pari a 1050 mq, per cui sono necessari, per quanto concerne "prove limitate" 3.5 prelievi di carote e prove di schiacciamento; tali prove distruttive possono essere sostituite al 50% da prove non distruttive, effettuate in numero di 18 nelle fasi di verifica della vulnerabilità sismica, per cui al minimo risultano necessari 2 prelievi di carote. A favore di sicurezza, dato che le carote, come risulta dalla relazione fotografica, sono state prelevate dalla porzione di fabbricato realizzata nel 1° Lotto di intervento e che sarà mantenuta, per entrambi gli edifici è stata considerata la resistenza media  $R_{ck}$  230 MPa ricavata dalle prove ed il minimo Livello di Conoscenza LC1.

I valori delle resistenze di calcolo ed ulteriori caratteristiche necessarie alla modellazione sono descritte nei fascicoli dei calcoli, nei quali si è proceduto, nel caso delle caratteristiche meccaniche dei materiali, anche a favore di sicurezza.



### **3 RELAZIONE GEOTECNICA**

Le verifiche geotecniche sono contenute nei fascicoli dei calcoli per ognuno degli edifici oggetto di analisi, ai quali si rimanda per maggior dettaglio. Le verifiche sono condotte secondo i parametri contenuti nella Relazione Geologica di progetto.

Come riportato nella relazione geologica, la Categoria di Sottosuolo è la C, la Categoria Topografica è la T1. La localizzazione dell'intervento è riportata nei paragrafi precedenti e nel fascicolo dei calcoli.

Oltre alle verifiche riportate nei fascicoli dei calcoli, si sottolinea come per gli edifici B e C, i cedimenti da calcolo risultino già avvenuti in quanto per entrambi gli edifici risultano ridotte le tensioni sul terreno nello stato di progetto rispetto allo stato attuale; non sono quindi attesi ulteriori cedimenti e la struttura non mostra evidenze di lesioni dovute a cedimenti in atto. Per tale motivo, in tutte le modellazioni relative al sistema fondale, esso è stato modellato secondo uno schema alla Winkler, con modulo di reazione del terreno, con riferimento alla "Tabella dei Moduli di Winkler" di Pozzati e al fatto che tutte le fondazioni sorgono su terreno antropizzato, pari a 5 kg/cmc.

### **4 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

Il progetto prevede l'adeguamento sismico dell'edificio C, mediante parziale demolizione e ricostruzione della copertura e di una porzione fuori terra, mantenendo le fondazioni esistenti; come risulta dal Collaudo, al di sotto dell'edificio C è presente una platea di 50 cm di spessore, che non è stato possibile indagare con completezza, data la posizione interrata; nelle verifiche si è considerata collaborante, a favore di sicurezza, una sola porzione relativa ad una distribuzione dei carichi a 45°; le verifiche del sistema fondale, condotte pertanto a favore di sicurezza, sono risultate soddisfatte e sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Per quanto concerne l'edificio B, dato che il solaio di piano terra, non areato, è risultato soggetto all'azione dell'umidità, anche al fine di consolidare il sistema fondale per l'inserimento dei nuovi setti controventanti, è stato previsto di sostituire il solaio di fondazione con uno areato tipo iglu, di modo da ridurre le tensioni sul terreno di fondazione nello stato di progetto. Le verifiche del sistema fondale, soddisfatte, sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Per le varie porzioni del connettivo, realizzato con metodologie più leggere del precedente e nella medesima area, è stato previsto di realizzare travi rovesce di modo da minimizzare le interferenze con i necessari scavi e demolizioni, con le opere impiantistiche presenti nell'area. Anche in questo caso si rimanda ai fascicoli dei calcoli per il dettaglio delle verifiche.

Si rimanda agli elaborati grafici per ulteriori dettagli riguardanti le fondazioni dell'edificio B e del connettivo.

## 5 RELAZIONE DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

### 5.1 Normative di riferimento

Il calcolo ed il dimensionamento dei vari elementi oggetto del presente progetto sono stati eseguiti in conformità a quanto previsto dalla normativa vigente ed in particolare:

- D.M. Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018 Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare n° 7 21/01/2019 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C."

Ulteriori riferimenti normativi sono riportati, ove necessario, nei fascicoli dei calcoli.

### 5.2 Analisi dei carichi

Gli edifici scolastici sono caratterizzati dalla Classe d'Uso III. Si considera, ai fini della modellazione sotto carichi sismici la vita utile di 50 anni. La struttura è stata modellata come non dissipativa ( $q=1.5$ ). È stata condotta un'analisi sismica dinamica tenendo conto dello spettro di categoria C. Si riportano in seguito le analisi dei carichi relative ai vari edifici, ricavate dai saggi effettuati precedentemente descritti e con riferimento ai pacchetti presentati negli allegati elaborati grafici, procedendo anche a favore di sicurezza.

#### 5.2.1 Edificio B

##### Pesi propri materiali

- Calcestruzzo: 2500 [kg/mc]
- Acciaio: 7850 [kg/mc]

##### Solaio interpiano nuovo

- **G1: Pesi permanenti strutturali**
  - Peso proprio solaio: 300.00 [kg/mq]
- **G2: Pesi permanenti non strutturali**
  - Peso permanenti non strutturali: 150.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - Cat.C. 300.00 [kg/mq]

##### Solaio sottotetto esistente sottotetto (Solaio 14+2): Ricavati da progetto originale

- **G1: Pesi permanenti strutturali**
  - Peso proprio solaio: 130.00 [kg/mq]
- **G2: Pesi permanenti non strutturali**
  - Peso permanenti non strutturali: 80.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - Cat.H. 50.00 [kg/mq]

##### Solaio sottotetto esistente copertura (Solaio 18+2): Ricavati da progetto originale

- **G1: Pesi permanenti strutturali**
  - Peso proprio solaio: 160.00 [kg/mq]
- **G2: Pesi permanenti non strutturali**
  - Peso permanenti non strutturali: 160.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - Cat.H: 50.00 [kg/mq]
  - Neve: 48.00 [kg/mq]

#### Nuova scala in c.a.:

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio: 500.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 100.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Cat.C: 400.00 [kg/mq]

#### Solaio nuovo portico

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio in lamiera grecata h=55 mm con soletta sp.45 mm: 215.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 100.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Cat.H: 50.00 [kg/mq]
  - o Neve: 48.00 [kg/mq]

#### 5.2.2 Edificio C

##### Pesi propri materiali

- o Calcestruzzo: 2500 [kg/mc]
- o Acciaio: 7850 [kg/mc]

#### Solaio interpiano nuovo (Solaio Predalles 4+16+4)

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio predalles 4+16+4: 360.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 175.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Cat.C: 300.00 [kg/mq]

#### Nuova scala in c.a.:

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio: 500.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 100.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Cat.C: 400.00 [kg/mq]

#### Solaio interpiano esistente

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio esistente: 285.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 145.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Cat.C: 300.00 [kg/mq]



### Solaio nuovo copertura

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio in lamiera grecata h=55 mm con soletta sp.45 mm: 215.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 120.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Cat.H: 50.00 [kg/mq]
  - o Neve: 48.00 [kg/mq]

### Sbalzi copertura

- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 50.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Cat.H: 50.00 [kg/mq]
  - o Neve: 48.00 [kg/mq]

### 5.2.3 Connettivo

#### Pesi propri materiali

- o Calcestruzzo: 2500 [kg/mc]
- o Acciaio: 7850 [kg/mc]

#### Copertura connettivo est est in pannelli sandwich

- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 100.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Neve: 450.00 [kg/mq]

#### Copertura connettivo est est in pannelli sandwich con accumulo

- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 100.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Neve: 450.00 [kg/mq]
  - o Cat.H: 50.00 [kg/mq]

#### Copertura connettivo est e ovest con accumulo (laterale)

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio in lamiera grecata h=55 mm con soletta sp.45 mm: 215.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 100.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Neve: 280.00 [kg/mq]
  - o Cat.H: 50.00 [kg/mq]

## Copertura connettivo est e ovest con accumulo (centrale)

- **G1: Pesì permanenti strutturali**
  - o Peso proprio solaio in lamiera grecata h=55 mm con soletta sp.45 mm: 215.00 [kg/mq]
- **G2: Pesì permanenti non strutturali**
  - o Peso permanenti non strutturali: 100.00 [kg/mq]
- **Qk: Sovraccarichi accidentali**
  - o Neve: 160.00 [kg/mq]
  - o Cat.H: 50.00 [kg/mq]

Si è proceduto a favore di sicurezza riguardo le combinazioni considerate e le conseguenti verifiche. I carichi permanenti non strutturali sono considerati compiutamente definiti nell'analisi effettuata.

Per l'edificio C, data la presenza di una facciata di massa non trascurabile, è stato valutato il peso al mq della stessa, considerando i paramenti di facciavista con peso 11 kN/mc, il calcestruzzo 25 kN/mc, i paramenti in Poroton 15 kN/mc. La massa è stata applicata, per aree di influenza, alla struttura in c.a., seppure la facciata stessa sia dotata di adeguata resistenza e rigidezza atta a sostenere il peso proprio e parte dell'azione sismica; dato che la valutazione del contributo della rigidezza e della resistenza della facciata risultava di difficile valutazione, si è proceduto a favore di sicurezza applicando la totalità delle masse sismiche alle strutture in c.a. ed è stata applicata, sempre a favore di sicurezza, ai nodi delle travi, per cui è stata applicata anche a quota maggiore rispetto a quella reale. Si è comunque controllato la compatibilità degli spostamenti massimi tra struttura in c.a. e facciata: applicando tutta la massa della facciata alla struttura in c.a. nelle combinazioni sismiche a quota circa 6.5 m, lo spostamento massimo risultava di 1.5 cm e pertanto ritenuto compatibile con le modellazioni effettuate.

### 5.3 Ipotesi alla base della progettazione strutturale e indici di sicurezza conseguiti

L'edificio non è individuato nei Piani di Emergenza, per cui, essendo un edificio scolastico, è caratterizzato dalla Classe d'Uso III ( $C_u=1.5$ ). Si considera, ai fini della modellazione sotto carichi sismici la vita nominale  $V_N$  di 50 anni, pertanto il periodo di riferimento  $V_R$  risulta pari a 75 anni. La struttura è stata modellata come non dissipativa ( $q=1.5$ ).

Con riferimento al paragrafo 8.5 delle N.T.C. 2018: "Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale atteso [...]". Ai sensi del punto 7.3.1 e del 7.4.3.1 delle N.T.C. le strutture dei corpi B e C sono definibili "a pareti", per cui il valore  $q=1.5$  adottato nell'analisi, considerando la struttura non dissipativa, rispetta i limiti indicati dalla formula 7.3.2.

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD} \leq 1.5 \quad [7.3.2]$$

Pur valutando la struttura come "non dissipativa", dato che le strutture dei corpi B e C sono esistenti, si accetta che alcune sezioni delle travi possano evolvere in campo plastico (per fare ciò, il software di calcolo ModeSt utilizzato necessita che la struttura sia considerata "dissipativa", viceversa limiterebbe i momenti resistenti a quelli per cui le sezioni rimangono in campo elastico), ma senza includere, a favore di sicurezza, i benefici relativi alla riduzione della forza sismica dovuti ad una corretta applicazione della progettazione in capacità (quindi adottando  $q=1.5$  e non 3). Si sottolinea comunque, come si può evincere dai valori degli indici di sicurezza riportati in conclusione alla presente relazione, che per gli indici di sicurezza inferiori all'unità, le rotture duttili (pressoflessione) avvengono prima di quelle fragili (taglio) per tutti gli elementi strutturali modellati. Riguardo infine i pilastri, l'inserimento di nuovi setti li rende "elementi secondari"; è stato effettuato un controllo, all'interno della modellazione con software di calcolo anche mediante analisi sismiche statiche, che il taglio alla base dei pilastri risultasse inferiore del 15% di quello gravante sui setti.

Tale aspetto incide anche sull'analisi dei nodi trave-pilastro. La Circolare non ne prevedrebbe la verifica nel caso di costruzioni "non dissipative" (come è stata considerata la struttura in oggetto) e in tal senso si cita anche il parere del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia-Romagna n. 75/2019 presieduto dal Prof. Ing. Savoia che chiarisce come la Circolare chiarisca quando sia necessario effettuare le verifiche previste dalle NTC in modo prescrittivo "Le indicazioni riportate al C7.4.4.3.1 della Circ. C.S.LL.PP. n. 7/2019 sono coerenti con le NTC 2018 e pertanto le verifiche di resistenza dei nodi trave pilastro per strutture a telaio in c.a. in zona sismica riportate al 7.4.4.3.1 delle NTC2018 si applicano alle strutture in CDA e limitatamente ai nodi non interamente confinati in CDB. Esse non si applicano alle strutture non dissipative".

Dato che risulta tutt'ora dibattuto questo aspetto, si è comunque valutato come il sistema resistente di tutti i pilastri contribuisca, nelle due direzioni, all'assorbimento delle azioni sismiche inferiore al 15% previsto dalla Norma per gli "elementi secondari". Questa valutazione è stata ottenuta con uno specifico modello e con un'analisi sismica statica nelle due direzioni.

Citando le NTC2018 al paragrafo 7.2.3 "Alcuni elementi strutturali possono essere considerati "secondari"; nell'analisi della risposta sismica, la rigidezza e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4. In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari."

Il progetto prevede l'adeguamento sismico degli edifici B e C del Complesso Scolastico Le Grazie. A parere dello scrivente, non si ricade in alcuna delle condizioni di obbligatorietà dell'adeguamento sismico, individuate dalle casistiche a) b) e soprattutto d) del paragrafo 8.4.3 delle N.T.C. 2018, per cui, come indicato nel paragrafo C8.4.3 della Circolare Esplicativa l'indice di sicurezza da raggiungere nel caso di adeguamento sismico deciso dal proprietario risulta pari a 0,8. Per l'edificio B, nelle ipotesi precedentemente descritte e come indicato dal relativo fascicolo dei calcoli, è raggiunto l'Indice di Sicurezza unitario, mentre per l'edificio C, come riportato nel fascicolo dei calcoli RS03, nelle ipotesi precedentemente descritte, non tutte le aste riportavano verifiche soddisfatte, pur raggiungendo un indice di sicurezza superiore a 0.8, come di seguito evidenziato.

**Capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno**

Nome indice di sicurezza	$PGA_{CLD}$ <g>	$\zeta_{ESLD} (A_g)$	$Tr_{CLD}$	$\zeta_{ESLD} (T_R)$	$PGA_{CLV}$ <g>	$\zeta_{ESLV} (A_g)$	$Tr_{CLV}$	$\zeta_{ESLV} (T_R)$
PIL_PRFL					0.315	1.176	1462	1.343
PIL_TAG					0.349	1.306	2475	1.667
TR_PRFL					0.240	0.895	461	0.837
TR_TAG					0.349	1.306	2475	1.667
PAR					0.283	1.059	899	1.100

**Tabella elementi critici**

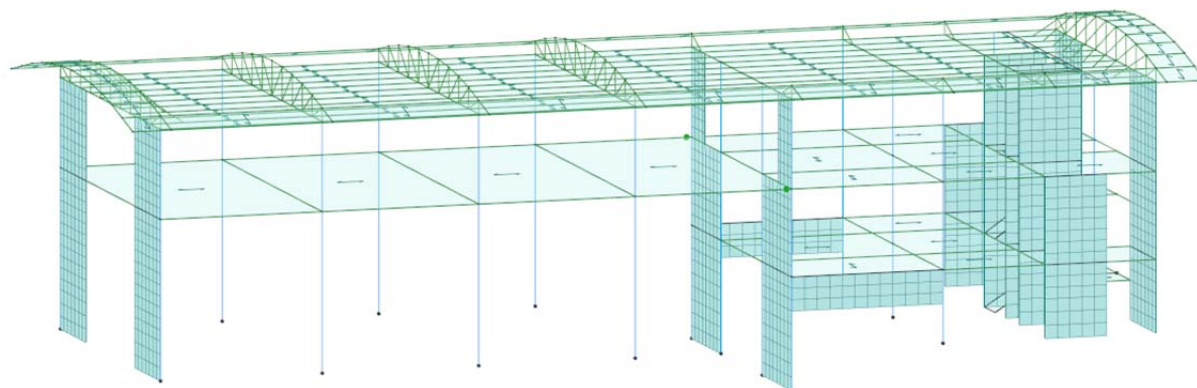
Nome indice di sicurezza	Elem.	CC	TCC	TV	Sfr.D	CC	TV	Sfr.C
TR_PRFL	Travata 4016 (Tr4016)	9	SLV	PRFL	1.072	9	PRFL	0.986
	Travata 4001 (Tr4001)	1	SLV	PRFL	1.071	1	PRFL	0.985

**Capacità e domanda - riepilogo generale**

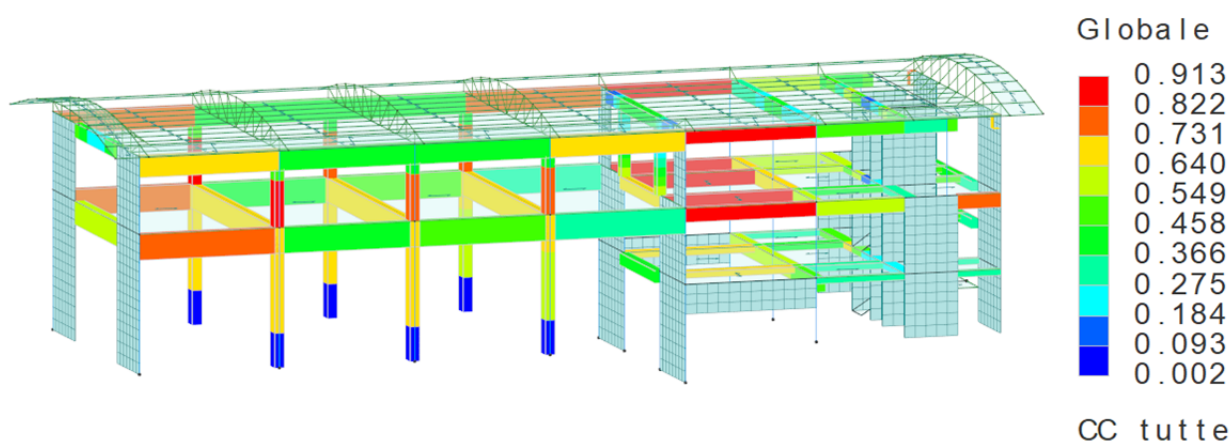
TCC	$PGA_D$ <g>	$PGA_C$ <g>	$\zeta_E (A_g)$	$T_{R,D}$	$PVR_D$	$T_{R,C}$	$PVR_C$	$\zeta_E (T_R)$
SLD	0.123	>0.123	>1	75	63.00	>75	<63.00	>1
SLV	0.268	0.240	0.895	712	10.00	461	15.00	0.837



Tutte le verifiche, nelle ipotesi effettuate anche a favore di sicurezza come in precedenza indicato, risultavano soddisfatte eccetto quelle relative a due travi secondarie, di seguito evidenziate, all'interfaccia del collegamento al volume oggetto di demolizione e ricostruzione, come evidenziato nella seguente immagine. Andando ad indagare il campo plastico, ovvero inserendo delle cerniere in tali nodi, tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si precisa che comunque la trasmissione delle azioni sismiche dagli impalcati ai setti non risulta danneggiata, avendo realizzato piani rigidi ad ogni livello.



Si riportano i tassi di sfruttamento e le verifiche delle aste in oggetto, che risultano soddisfatte.



#### Travata n. 4001

Nodi: 401 402 403 404 405

#### Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cm²>	Fctm <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fcd (Tag) <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Fym <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>	Fyd (Tag) <daN/cm²>
4R		30.00	110.00	4.10	4.10	270.90	21.43	170.57	113.71	10.58	3200.00	3200.00	2782.61

#### Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	EI	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.409	SLV	1		40.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-15772.20	-20060.00	1.272
6.101	SLV	1		610.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-10403.30	-20060.00	1.928
6.501	SLV	2		20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7116.48	-20060.00	2.819
9.981	SLV	2		368.33	6.03	6.03	6.03	6.03	-4054.82	-20060.00	4.947
12.201	SLV	2		590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-8611.64	-20060.00	2.329
12.609	SLV	3		20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-9758.39	-20060.00	2.056
16.721	SLV	3		431.67	6.03	6.03	6.03	6.03	-7736.35	-20060.00	2.593
18.301	SLV	3		590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-9773.08	-20060.00	2.053
18.709	SLV	4		20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-6998.47	-20060.00	2.866
19.971	SLV	4		146.67	6.03	6.03	6.03	6.03	6685.10	20060.00	3.001
24.401	SLV	4		590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	3889.40	20060.00	5.158

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
9 SLV	0.40	1.50	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	7071.97	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	4.713
9 SLV	1.50	5.00	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5896.06	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	5.652
1 SLV	5.00	6.10	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	6844.07	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	4.870
9 SLV	6.50	7.60	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	4750.14	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	7.016
1 SLV	7.60	11.10	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	3847.62	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	8.662
1 SLV	11.10	12.20	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5023.53	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	6.634
9 SLV	12.60	13.70	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5635.03	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	5.914
9 SLV	13.70	17.20	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	4459.12	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	7.474
1 SLV	17.20	18.30	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5405.94	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	6.165
9 SLV	18.70	19.80	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	4274.45	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	7.797
9 SLV	19.80	23.30	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	3098.54	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	10.756
1 SLV	23.30	24.40	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	3604.64	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	9.246

Travata n. 4016

Nodi: 437 438 439 440 441

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
4R		30.00	110.00	4.10	4.10	270.90	21.43	170.57	113.71	10.58	3200.00	3200.00	2782.61

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione

Xg <m>	CC	TCC	EI	X <cm>	AfE S <cm>	AfE I <cm>	AfEP S <cm>	AfEP I <cm>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.40	1	SLV	1	40.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-15947.20	-20060.00	1.258
6.10	9	SLV	1	610.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-10550.50	-20060.00	1.901
6.50	9	SLV	2	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7113.77	-20060.00	2.820
9.98	9	SLV	2	368.33	6.03	6.03	6.03	6.03	-4085.02	-20060.00	4.911
12.20	9	SLV	2	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-8649.60	-20060.00	2.319
12.60	1	SLV	3	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-9815.53	-20060.00	2.044
16.72	9	SLV	3	431.67	6.03	6.03	6.03	6.03	-7805.68	-20060.00	2.570
18.30	9	SLV	3	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-9853.58	-20060.00	2.036
18.70	1	SLV	4	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7075.57	-20060.00	2.835
19.97	1	SLV	4	146.67	6.03	6.03	6.03	6.03	-6755.76	-20060.00	2.969
24.40	9	SLV	4	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	3898.39	20060.00	5.146

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
1 SLV	0.40	1.50	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	7128.13	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	4.675
1 SLV	1.50	5.00	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5952.21	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	5.599
9 SLV	5.00	6.10	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	6901.01	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	4.829
1 SLV	6.50	7.60	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	4762.51	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	6.998
9 SLV	7.60	11.10	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	3854.90	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	8.645
9 SLV	11.10	12.20	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5030.81	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	6.625
1 SLV	12.60	13.70	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5653.72	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	5.895
1 SLV	13.70	17.20	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	4477.81	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	7.443
9 SLV	17.20	18.30	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	5434.45	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	6.133
1 SLV	18.70	19.80	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	4287.98	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	7.772
1 SLV	19.80	23.30	3.50	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	3112.07	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	10.709
9 SLV	23.30	24.40	1.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	3611.50	2.50	33327.30	56057.60	33327.30	9.228

Travata n. 40010

Nodi: 405 406 -1189

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cl	Fck <daN/cm>	Fctk <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Tp	Fyk <daN/cm>	Fyd <daN/cm>
21R		30.00	60.00	4.10	4.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione

Xg <m>	CC	TCC	EI	X <cm>	AfE S <cm>	AfE I <cm>	AfEP S <cm>	AfEP I <cm>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.20	9	SLV	1	20.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-14217.20	-16645.60	1.171
0.52	9	SLV	1	51.64	8.04	8.04	8.04	8.04	-14217.20	-16645.60	1.171
5.89	1	SLV	1	589.50	8.04	8.04	8.04	8.04	-11649.20	-16645.60	1.429
6.29	9	SLV	2	40.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-10624.60	-16645.60	1.567
9.87	9	SLV	2	397.17	8.04	8.04	8.04	8.04	2690.65	16645.60	6.186

**Stato limite ultimo - Verifiche a taglio**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
9 SLV	0.20	0.80	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	7718.40	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	5.367
1 SLV	0.80	5.29	4.49	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	6799.04	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	6.092
1 SLV	5.29	5.89	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	7730.24	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	5.358
9 SLV	6.29	6.90	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	4948.87	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	8.370
9 SLV	6.90	9.27	2.37	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	4515.67	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	9.173
1 SLV	9.27	9.87	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	3671.20	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	11.283

**Travata n. 40160**

Nodi: 441 442 -1261

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
21R		30.00	60.00	4.10	4.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

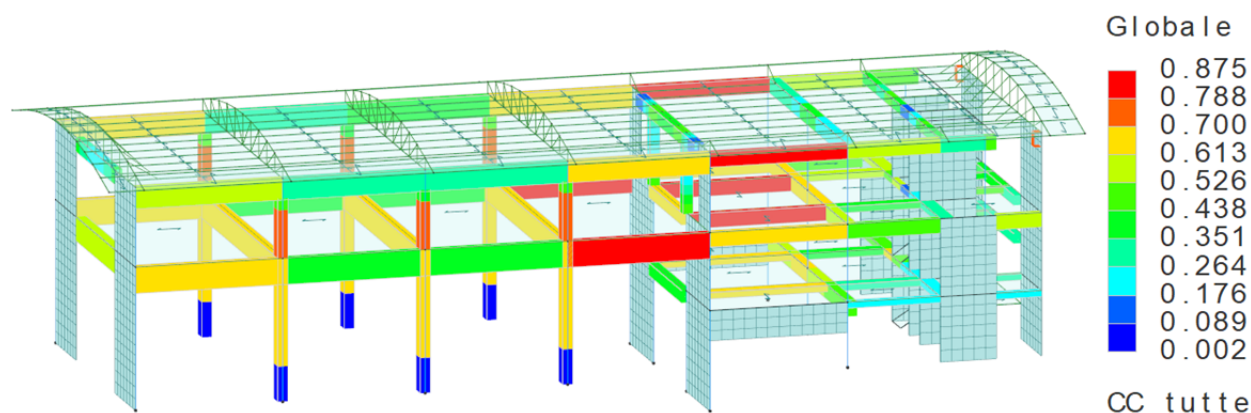
**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione**

Xg <m>	CC	TCC	EI	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.20	1	SLV	1	569.50	8.04	8.04	8.04	8.04	-14370.90	-16645.60	1.158
0.52	1	SLV	1	537.86	8.04	8.04	8.04	8.04	-14370.90	-16645.60	1.158
5.89	9	SLV	1	0.00	8.04	8.04	8.04	8.04	-11658.80	-16645.60	1.428
6.29	1	SLV	2	357.17	8.04	8.04	8.04	8.04	-10616.60	-16645.60	1.568
9.87	1	SLV	2	0.00	8.04	8.04	8.04	8.04	2224.13	16645.60	7.484

**Stato limite ultimo - Verifiche a taglio**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
1 SLV	0.20	0.80	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	7766.83	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	5.333
1 SLV	0.80	5.29	4.49	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	6835.64	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	6.060
9 SLV	5.29	5.89	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	7745.75	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	5.348
1 SLV	6.29	6.90	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	4827.88	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	8.580
1 SLV	6.90	9.27	2.37	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	4394.67	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	9.425
9 SLV	9.27	9.87	0.60	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	3700.35	2.09	41420.90	41420.90	41420.90	11.194

In alternativa, senza l'inserimento della cerniera plastica, adottando un fattore di comportamento superiore a 1.5, ma comunque inferiore a 2.4 (il minimo per strutture caratterizzate da sistemi sismoresistenti con setti), quindi procedendo sempre a favore di sicurezza e nelle ipotesi precedentemente descritte (la verifica dei nodi trave-pilastro risulta comunque non necessaria in quanto il sistema "pilastri" può essere definito "secondario" come precedentemente descritto, e le verifiche per meccanismi fragili risultavano comunque soddisfatte per  $q=1.5$  come riportato nella relazione RS03), tutte le verifiche risultano soddisfatte. Si riportano i tassi di sfruttamento e le relative verifiche, considerando un fattore di comportamento  $q=2$  per le verifiche a pressoflessione delle travi.





**Travata n. 4001**

Nodi: 401 402 403 404 405

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
4R		30.00	110.00	4.10	4.10	270.90	21.43	170.57	113.71	10.58	3200.00	3200.00	2782.61

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.40	9	SLV	1	40.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-12346.20	-20060.00	1.625
6.10	1	SLV	1	610.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7955.80	-20060.00	2.521
6.50	1	SLV	2	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-5909.34	-20060.00	3.395
9.35	9	SLV	2	305.00	6.03	6.03	6.03	6.03	3215.61	20060.00	6.238
12.20	1	SLV	2	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7654.31	-20060.00	2.621
12.60	9	SLV	3	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7837.03	-20060.00	2.560
13.55	9	SLV	3	115.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7837.03	-20060.00	2.560
18.30	1	SLV	3	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-4690.18	-20060.00	4.277
18.70	9	SLV	4	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-6976.84	-20060.00	2.875
24.40	1	SLV	4	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-17310.00	-20060.00	1.159

**Travata n. 4016**

Nodi: 437 438 439 440 441

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
4R		30.00	110.00	4.10	4.10	270.90	21.43	170.57	113.71	10.58	3200.00	3200.00	2782.61

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione**

State mine data			Ventilation & Resonance pressions								
Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.401	SLV	1	1	40.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-12475.50	-20060.00	1.608
6.109	SLV	1	1	610.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-8062.43	-20060.00	2.488
6.509	SLV	2	2	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-5909.56	-20060.00	3.394
9.351	SLV	2	2	305.00	6.03	6.03	6.03	6.03	3250.93	20060.00	6.171
12.209	SLV	2	2	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7683.16	-20060.00	2.611
12.601	SLV	3	3	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7867.90	-20060.00	2.550
13.551	SLV	3	3	115.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7867.90	-20060.00	2.550
18.309	SLV	3	3	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-4727.63	-20060.00	4.243
18.701	SLV	4	4	20.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-7083.21	-20060.00	2.832
24.409	SLV	4	4	590.00	6.03	6.03	6.03	6.03	-17437.20	-20060.00	1.150

Tutti i corpi di fabbrica esistenti sono quindi caratterizzati, a seguito dell'intervento, da un indice di sicurezza superiore all'unità.

Per i corpi di fabbrica metallici di nuova costruzione (Connettivo B e C), è stato previsto il rispetto dei requisiti per edifici nuovi. Infine, come descritto in precedenza, la realizzazione del Connettivo A individua un "intervento locale" che migliora il comportamento al sisma del corpo di fabbrica in muratura a cui è collegato (minori masse, analoghe rigidità).

## 5.4 Modelli strutturali adottati

I modelli strutturali sono stati realizzati con il software di calcolo Modest versione 8.27 di Tecnisoft. Travi e pilastri sono stati modellati con elementi modimensionali, setti, solette e platee con elementi bidimensionali. Per quanto riguarda la rigidezza degli impalcati si rimanda ai relativi fascicoli dei calcoli allegati, precisando come quelli di nuova realizzazione con soletta armata siano stati modellati come rigidi, mentre, per quelli esistenti, solo il solaio di calpestio della mensa del Corpo C sia stato considerato rigido in quanto oggetto di intervento di inserimento di soletta armata connessa.

Sono stati realizzati i seguenti modelli:

- **Edificio B:**
  - *Modello sovrastruttura:* Modello utilizzato per tutte le verifiche strutturali della sovrastruttura dell'edificio B;
  - *Modello fondazioni:* Modello utilizzato per tutte le verifiche, strutturali e geotecniche, delle fondazioni esistenti e nuove.
- **Edificio C:**
  - *Modelli sovrastruttura (vento verso il basso e vento verso l'alto):* Modello utilizzato per tutte le verifiche strutturali della sovrastruttura dell'edificio B; il modello più gravoso risulta essere quello in cui il carico vento è diretto verso il basso.
  - *Modello fondazioni:* Modello utilizzato per tutte le verifiche, strutturali e geotecniche, delle fondazioni esistenti e nuove.
  - *Modelli copertura (vento verso il basso, verso l'alto e instabilità correnti superiori travi reticolari):* Sono 4 modelli, due con il carico vento diretto verso l'alto (caso più gravoso) e due con il carico vento diretto verso il basso; è stato necessario realizzare modelli isolati per le verifiche di instabilità dei correnti superiori delle travi reticolari per limitazioni dovute al software di calcolo.
- **Connettivo:**
  - *Modelli sovrastruttura:* Sono stati realizzati 3 modelli distinti, uno per la porzione più a est di quest'ultimo (definito in seguito "est est"), uno per la porzione centrale-est (definito in seguito "est") ed uno per la porzione più a ovest (definito in seguito "ovest").
  - *Modelli fondazioni:* Sono stati realizzati 3 modelli distinti, differenziati come per i modelli della sovrastruttura, utilizzati per effettuare le verifiche geotecniche e strutturali delle strutture di fondazione delle varie porzioni del connettivo.

Sono di seguito riportate immagini atte a descrivere compiutamente i modelli realizzati, quali numerazioni dei nodi e degli elementi, inviluppi sollecitazioni, tassi di sfruttamento, ecc. Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai fascicoli dei calcoli allegati alla presente relazione.

#### 5.4.1 Modelli Edificio B

Sono stati realizzati due modelli, uno per le verifiche della sovrastruttura, in cui è stata considerata la struttura vincolata alla base con vincoli di incastro, ed uno per le verifiche delle fondazioni, sia strutturali che geotecniche, in cui le travi di fondazione sono state vincolate al suolo mediante vincoli elastici (Winkler). Si riportano in seguito immagini rappresentative dei modelli descritti.

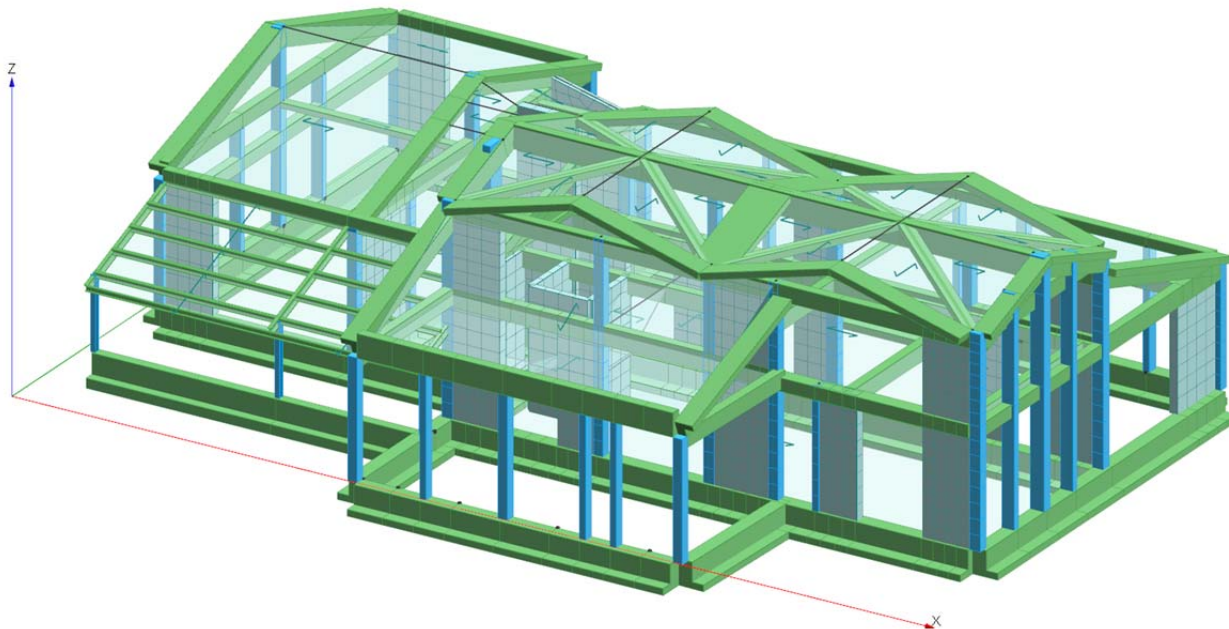


Figura 91: Edificio B - Modello di calcolo (vista 1)

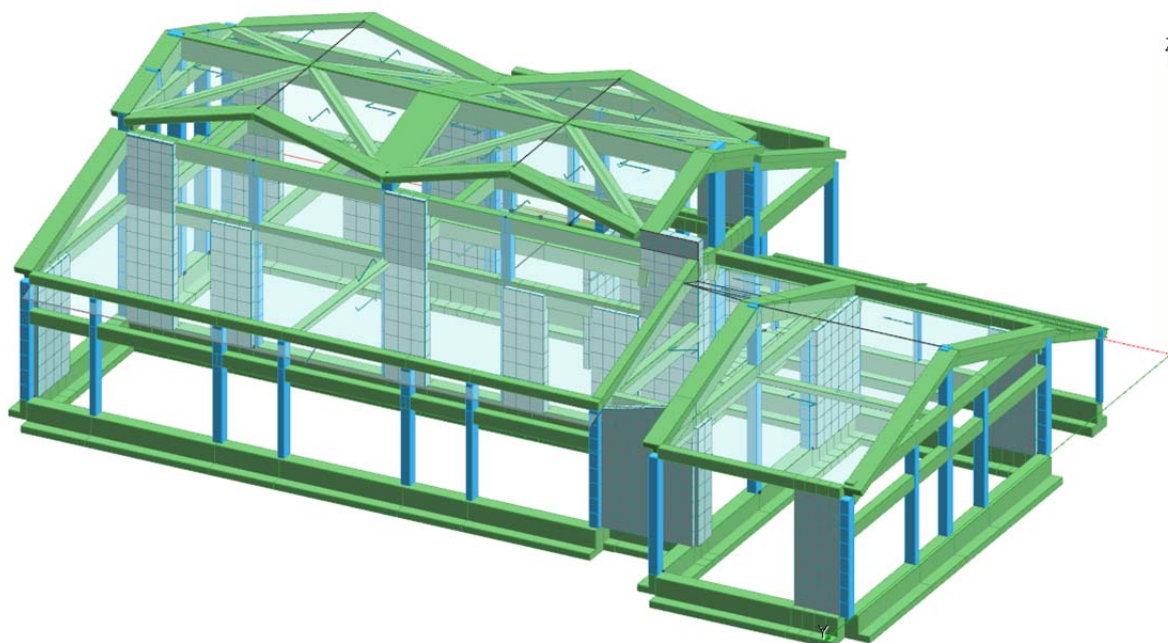


Figura 92: Edificio B - Modello di calcolo (vista 2)



## MODELLO SOVRASTRUTTURA

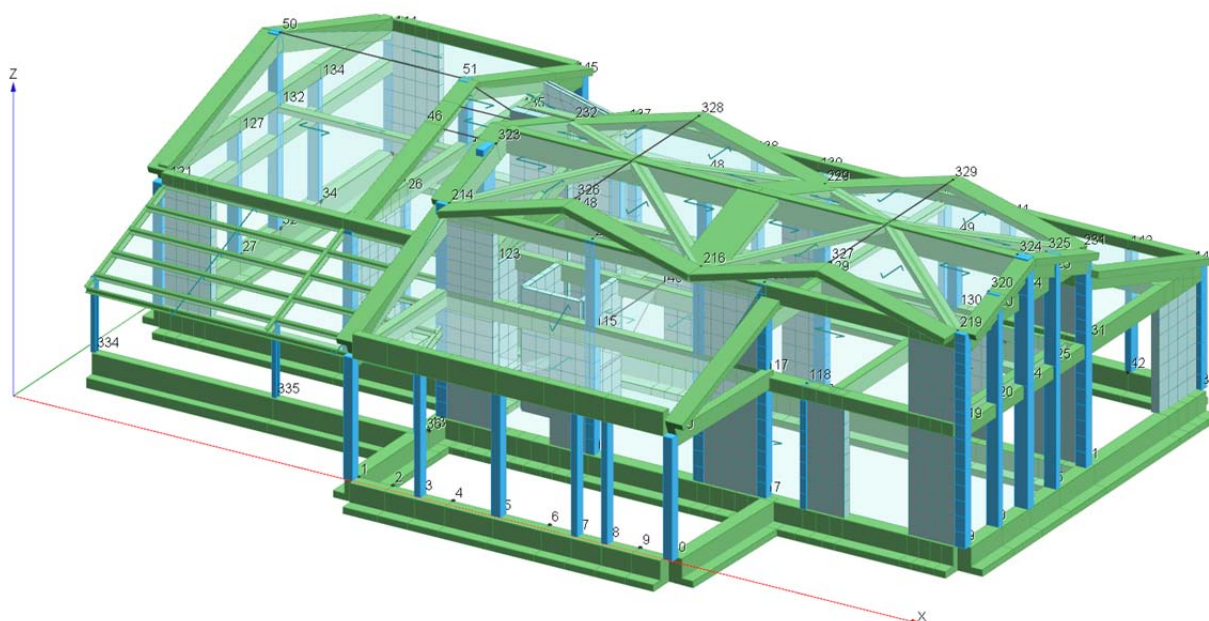


Figura 93: Edificio B – Sovrastruttura – Numerazione nodi (Vista 1)

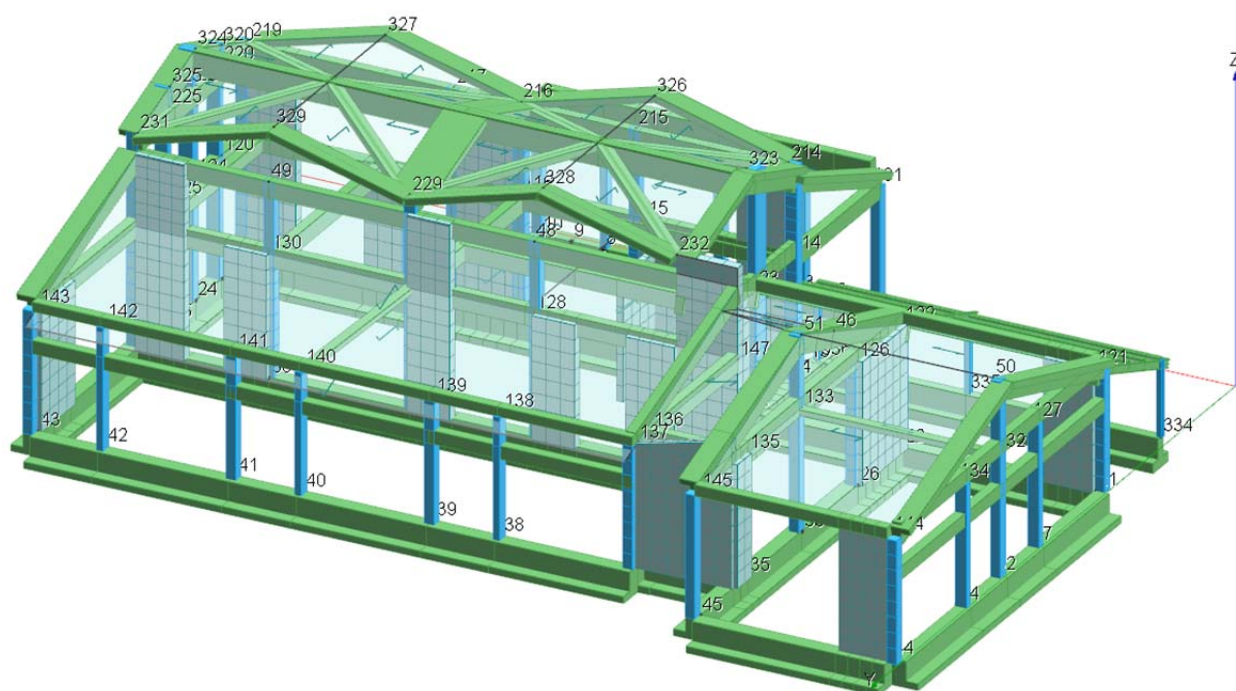


Figura 94: Edificio B – Sovrastruttura – Numerazione nodi (Vista 2)

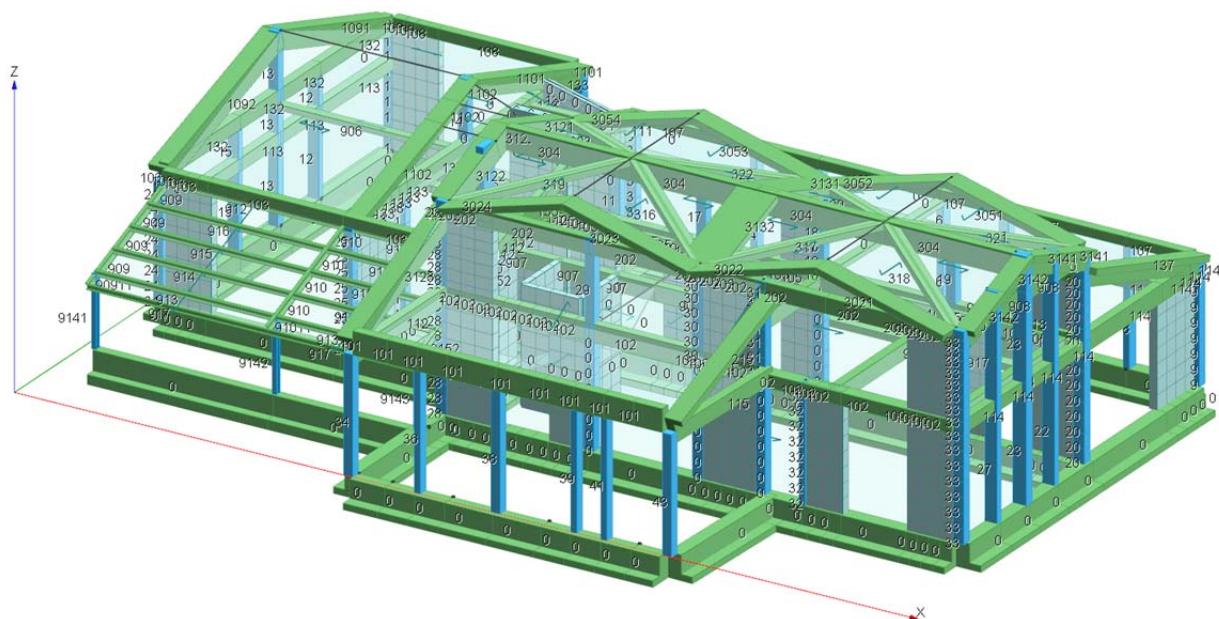


Figura 95: Edificio B – Sovrastruttura – Numerazione aste (Vista 1)

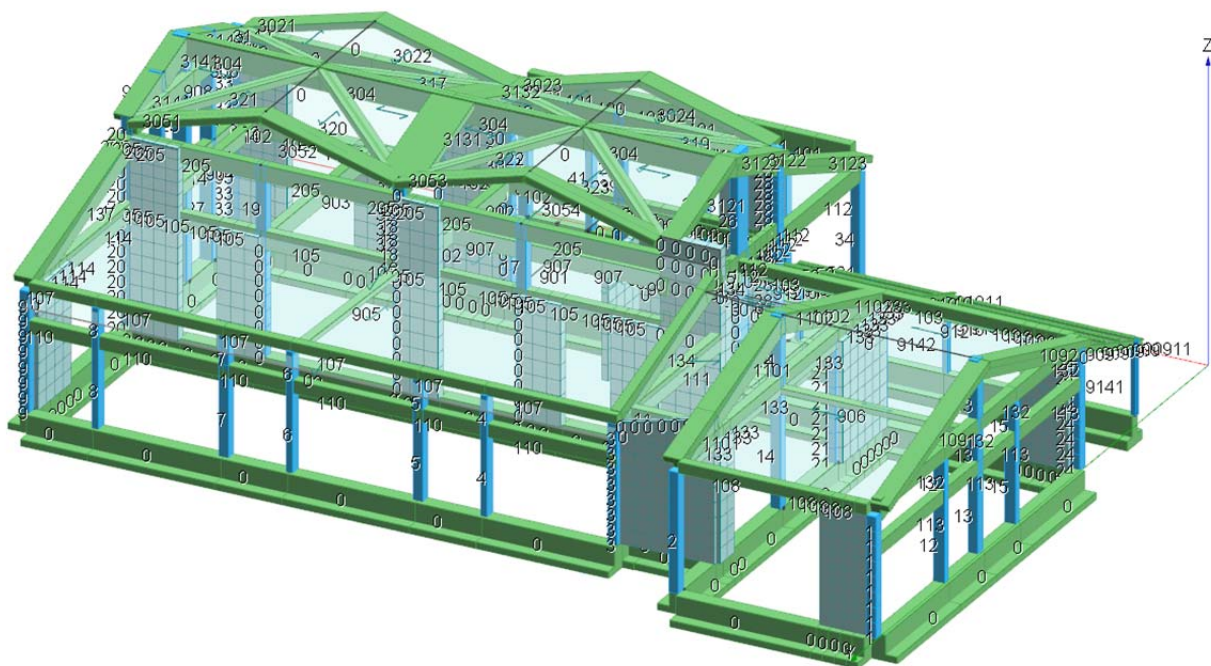


Figura 96: Edificio B – Sovrastruttura – Numerazione aste (Vista 2)



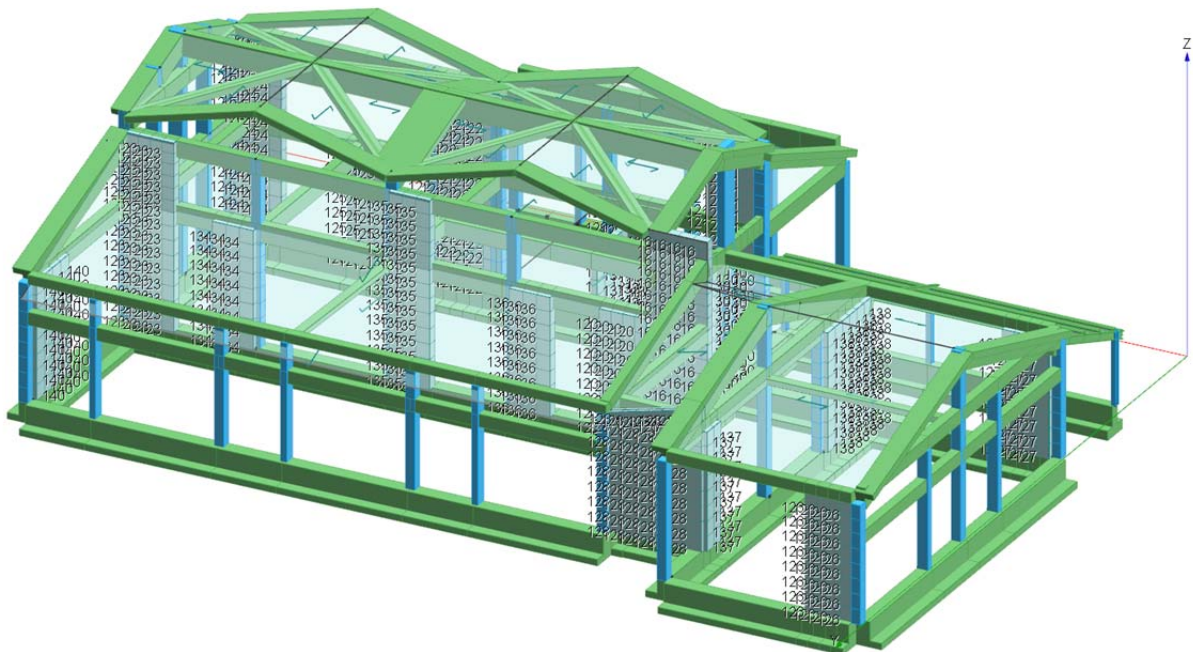


Figura 97: Edificio B – Sovrastruttura – Numerazione bidimensionali (Vista 1)

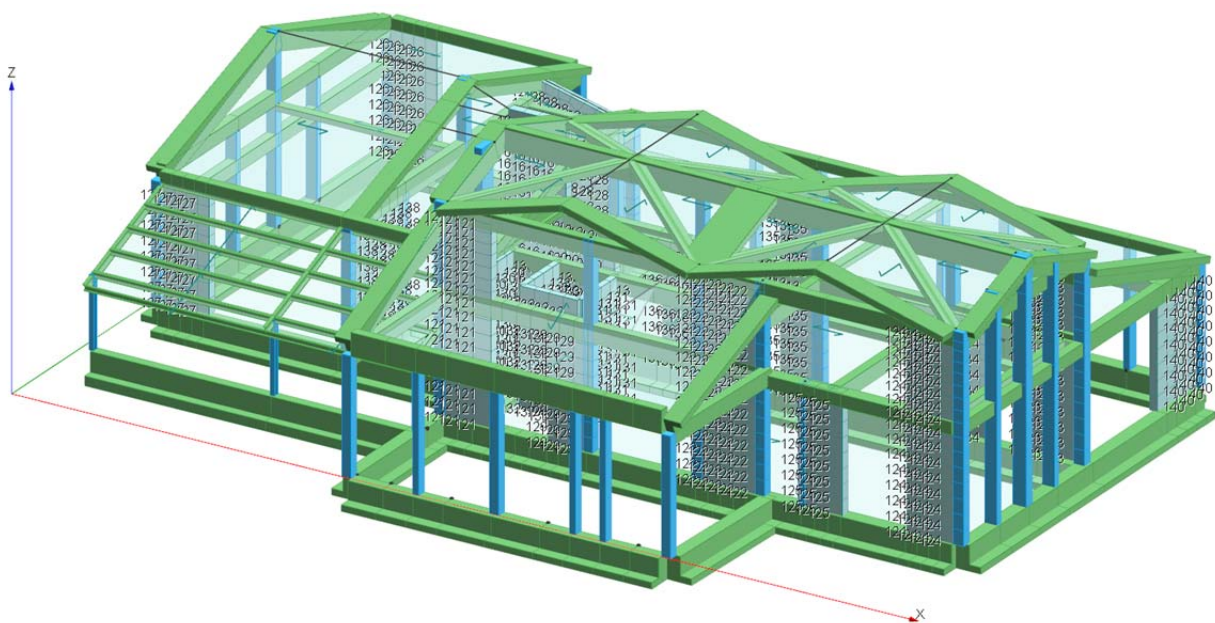


Figura 98: Edificio B – Sovrastruttura – Numerazione bidimensionali (Vista 2)



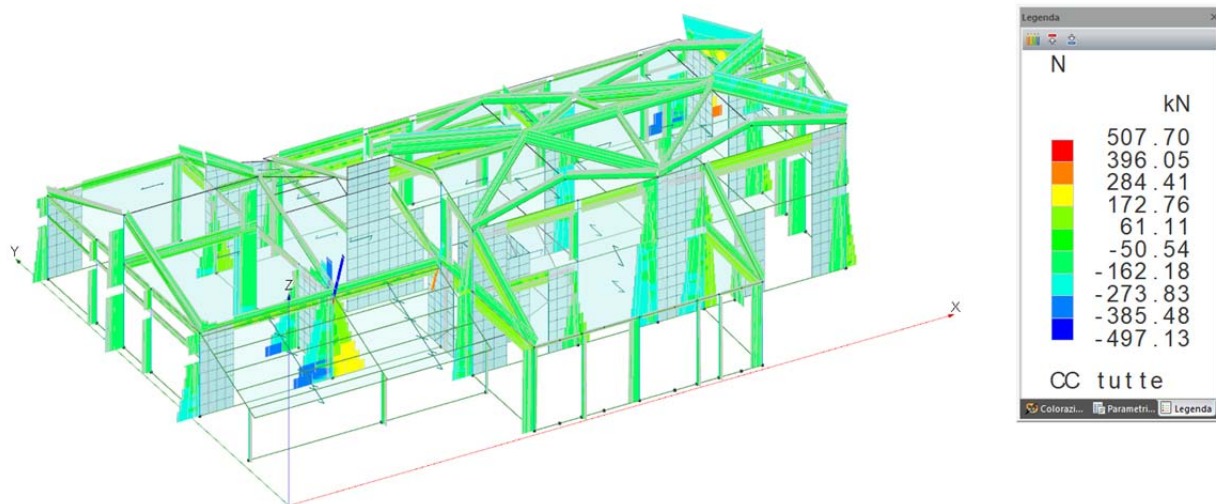


Figura 99: Edificio B - Sovrastruttura - Involuppo sforzo normale

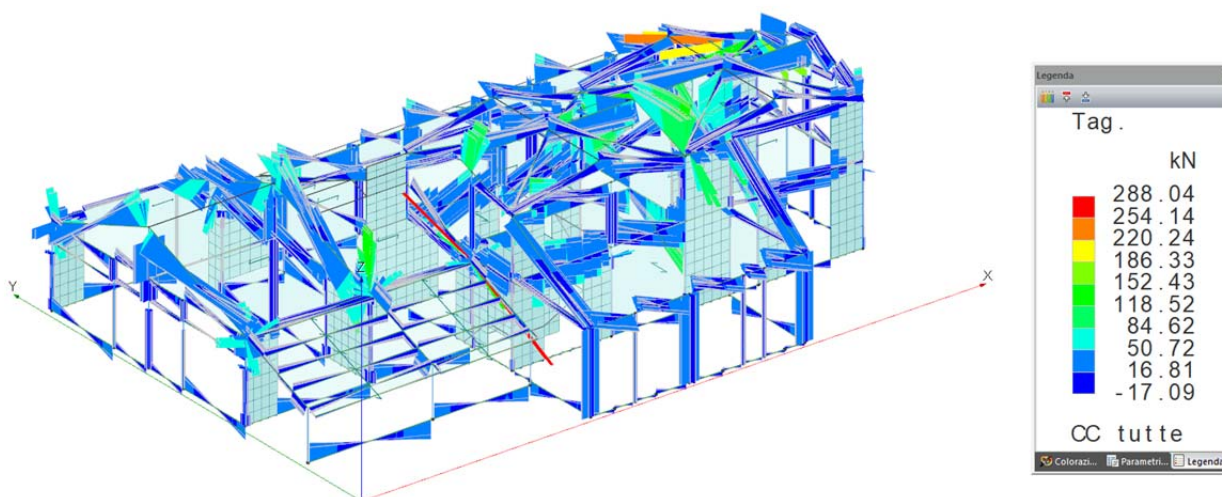


Figura 100: Edificio B - Sovrastruttura - Involuppo taglio

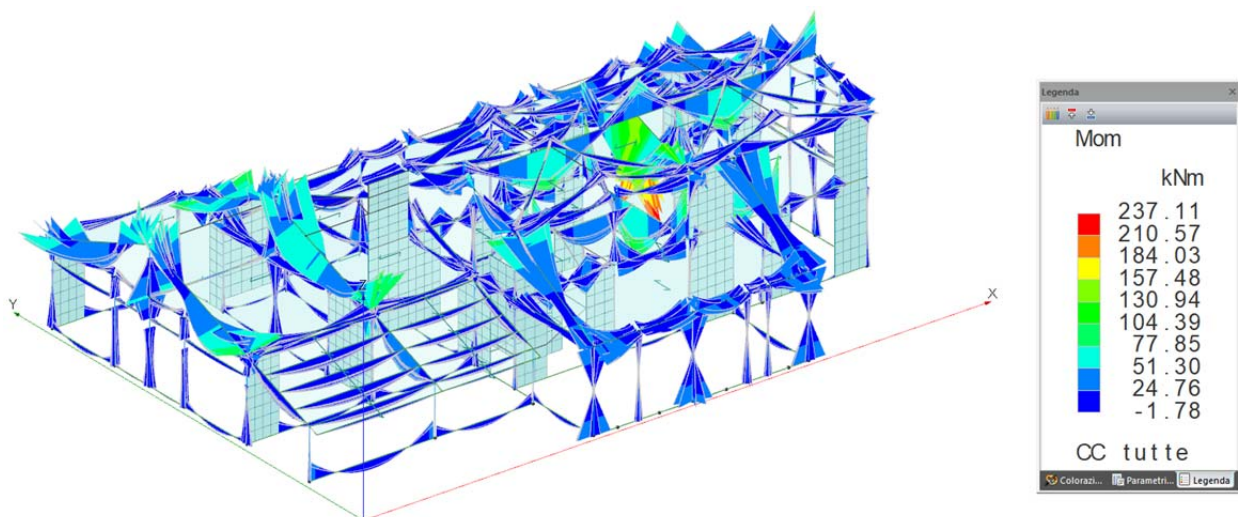


Figura 101: Edificio B - Sovrastruttura - Involuppo momento flettente

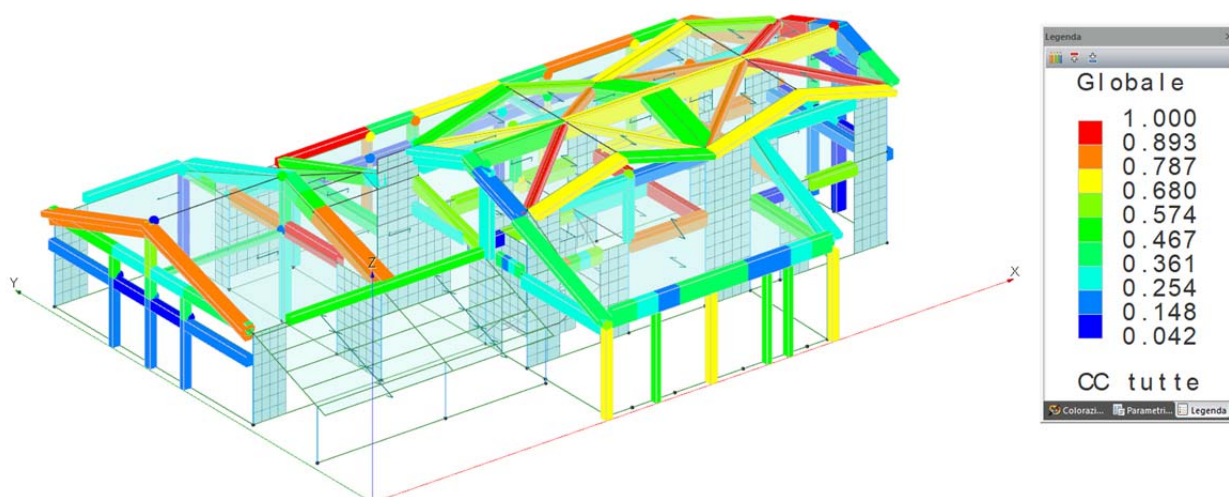


Figura 102: Edificio B - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento aste in cemento armato

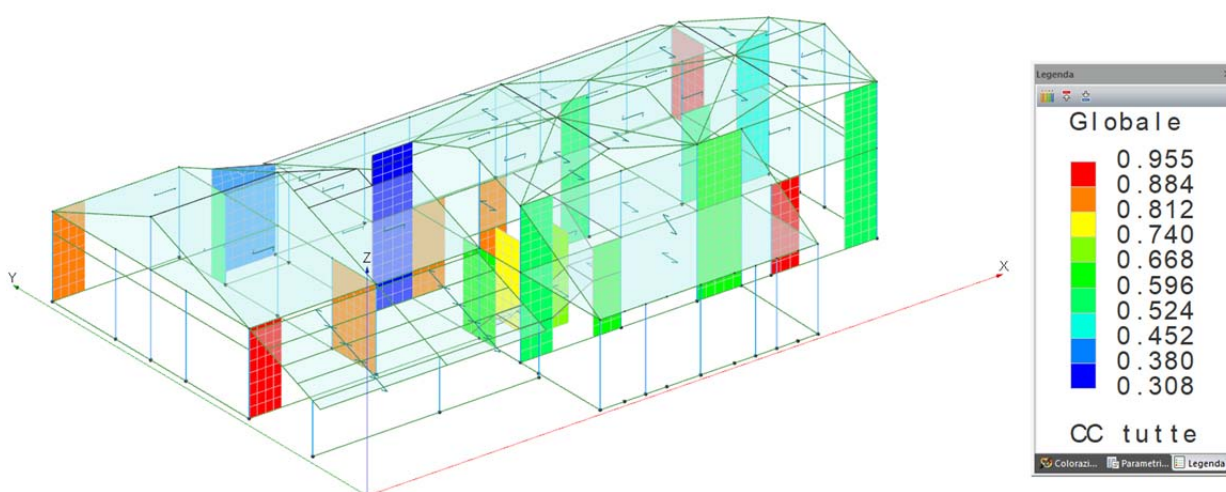


Figura 103: Edificio B - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento pareti in cemento armato

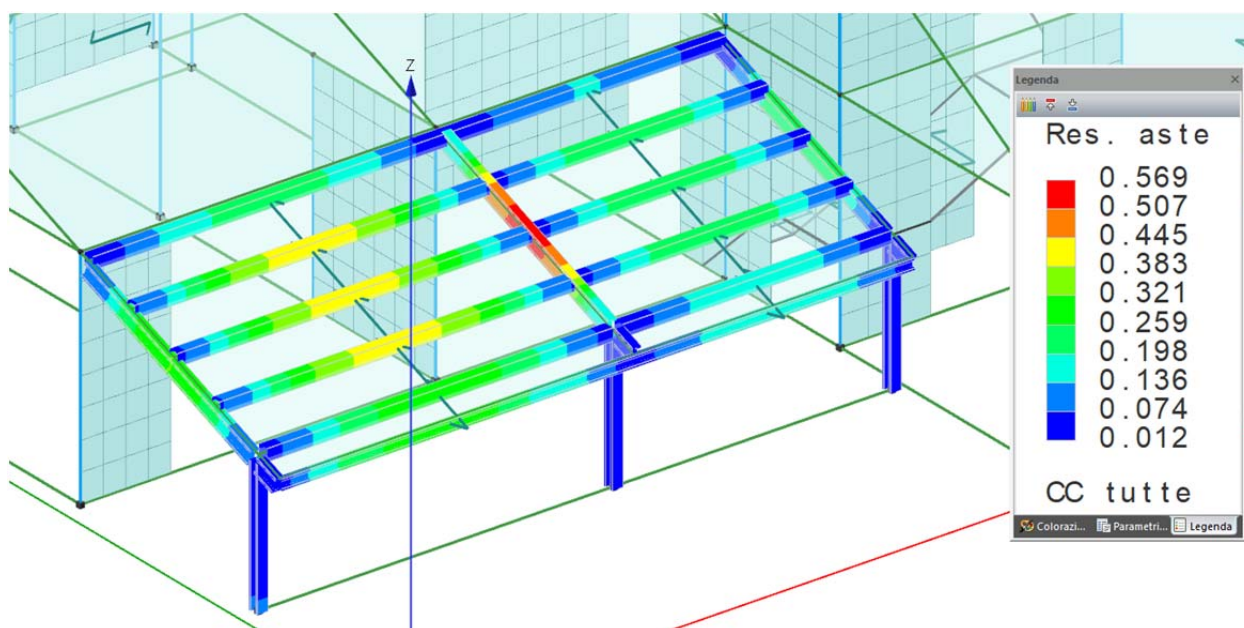


Figura 104: Edificio B - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento aste in acciaio - resistenza



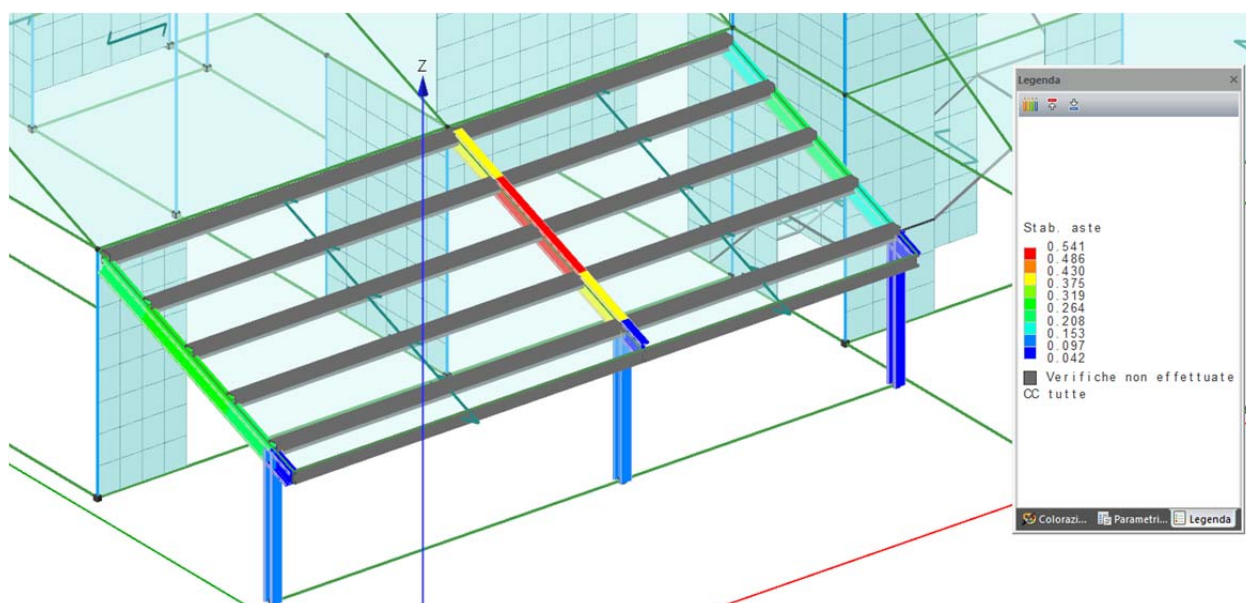


Figura 105: Edificio B - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento aste in acciaio – instabilità

## MODELLO FONDAZIONI

La geometria del modello delle fondazioni è analoga a quella dei precedenti modelli. Si riporta unicamente la numerazione delle aste e dei nodi per una più agevole comprensione del contenuto del fascicolo dei calcoli. Si riportano inoltre gli involuipi delle principali caratteristiche della sollecitazione ed i tassi di sfruttamento delle aste.

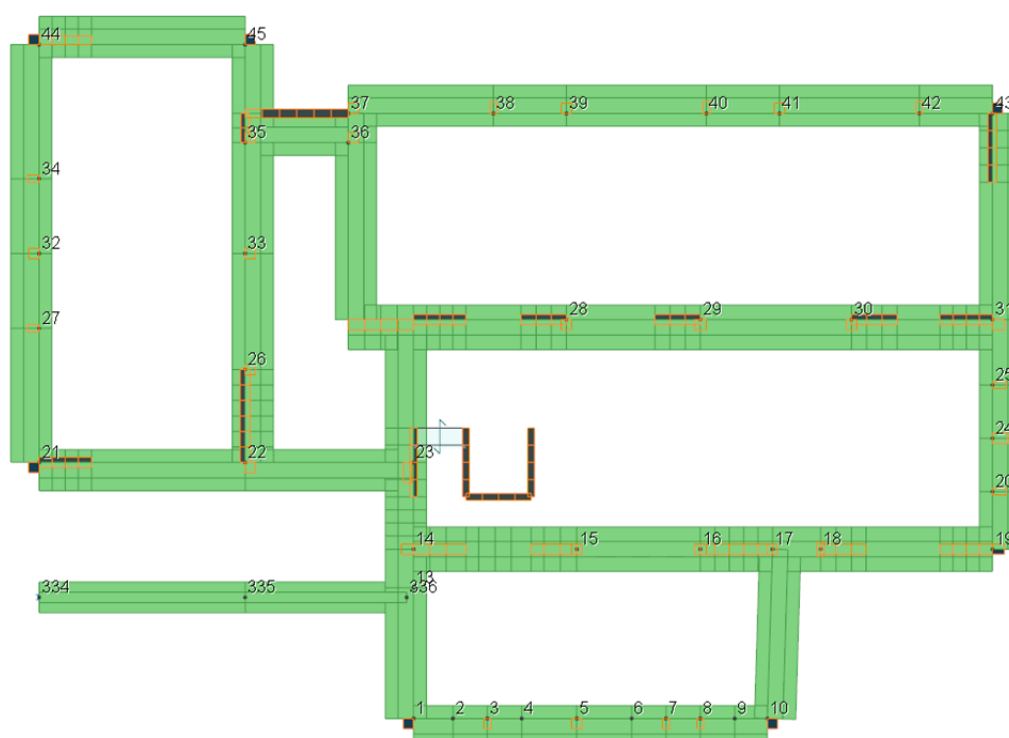


Figura 106: Edificio B - Fondazioni - Numerazione nodi



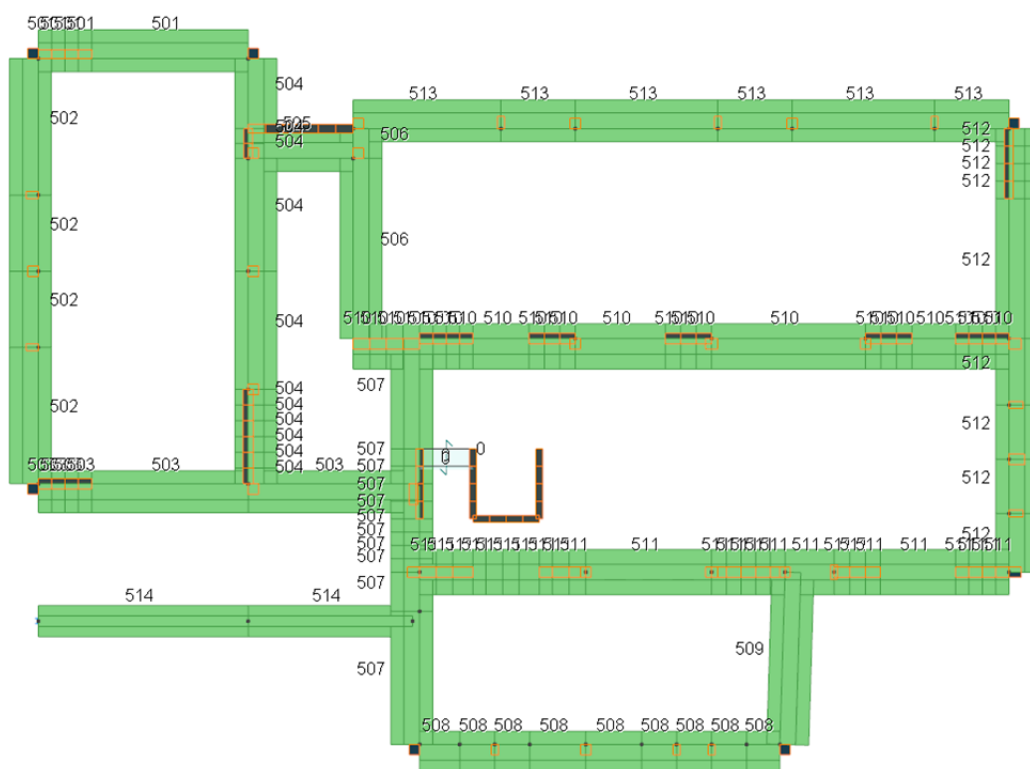


Figura 107: Edificio B - Fondazioni - Numerazione aste

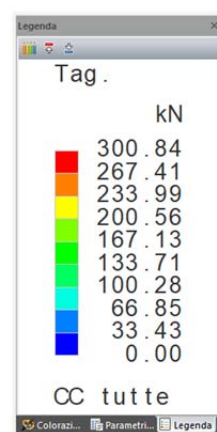
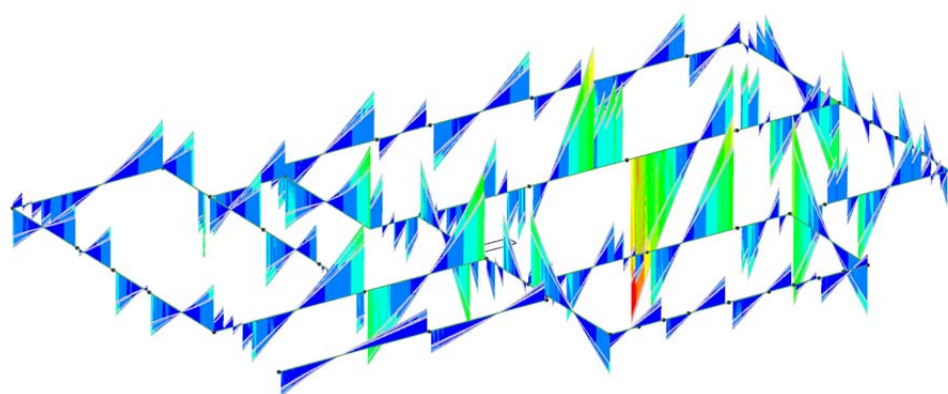


Figura 108: Edificio B - Fondazioni – Involuppo taglio

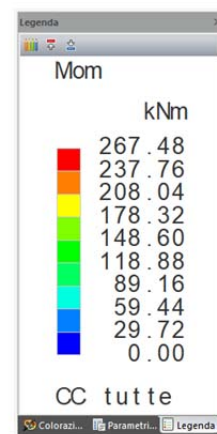
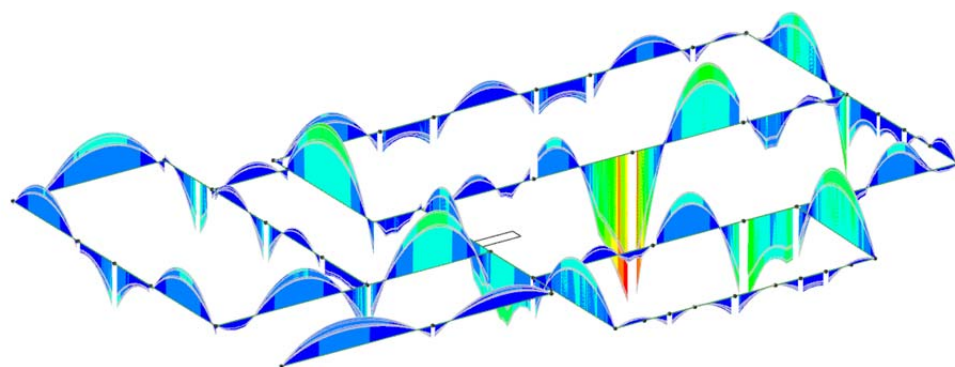


Figura 109: Edificio B - Fondazioni – Involuppo momento flettente

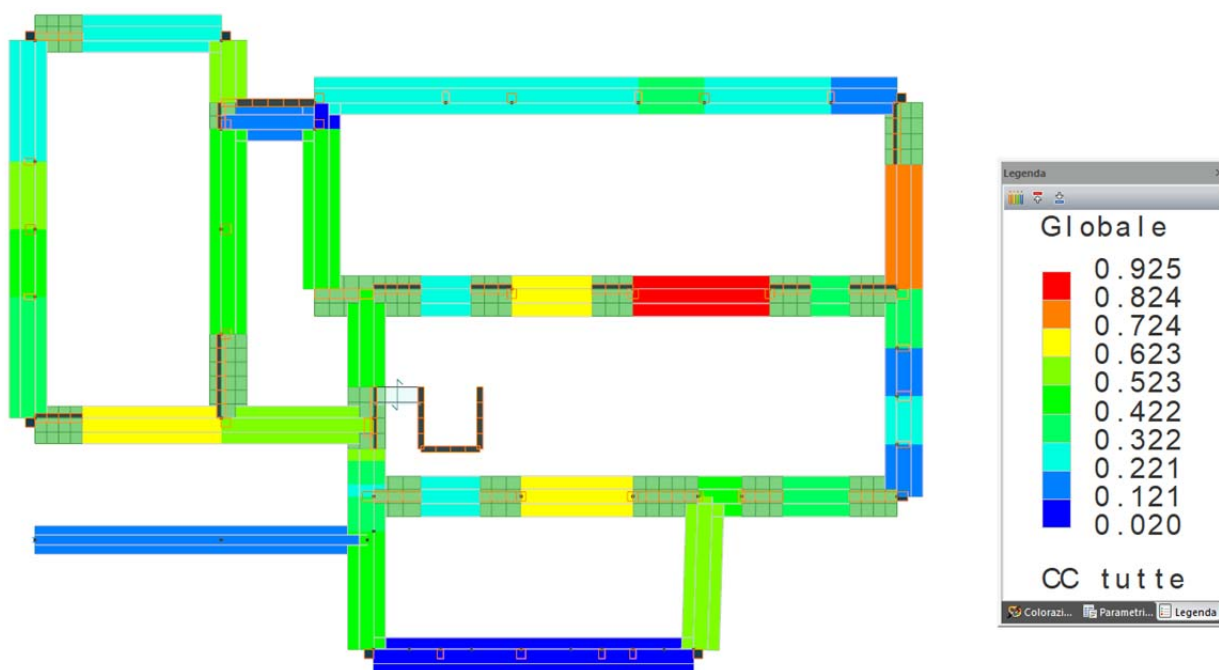


Figura 110: Edificio B - Fondazioni – tassi di sfruttamento

#### 5.4.2 Modelli Edificio C

Sono stati realizzati sette modelli, di cui tre modelli globali, di cui e uno per le fondazioni, con vincoli elastici alla Winkler, e due per le verifiche della sovrastruttura, con vincoli di incastro alla base degli elementi verticali, i quali differiscono solo per la direzione del vento in copertura, in un caso verso il basso, il quale è più gravoso, e in un caso verso l'alto, e quattro modelli per la copertura, due per le verifiche dell'intera copertura (Modelli 1 e 2), e due per le verifiche dei correnti superiori delle travi reticolari (Modelli 3 e 4), e, anche in questo caso, le due coppie di modelli differiscono solo per la direzione del carico vento, una volta diretto verso il basso ed una volta diretto verso l'alto, il quale, in questo caso, risulta essere il più gravoso. È stato necessario realizzare modelli locali separati per la copertura poiché, all'ultimo impalcato, nei modelli globali, è presente un impalcato rigido, il quale rende non significative le verifiche statiche delle travi reticolari.

Sono stati prodotti i fascicoli dei calcoli dei soli modelli più gravosi, a cui si rimanda per ulteriori approfondimenti.

## MODELLI SOVRASTRUTTURA

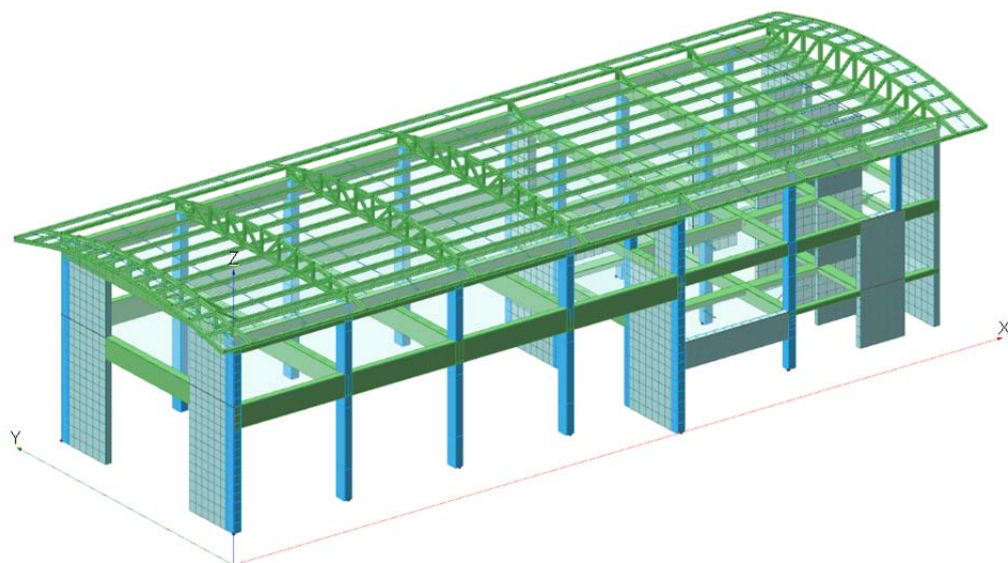


Figura 111: Edificio C - Sovrastruttura - Modello di calcolo (Vista 1)

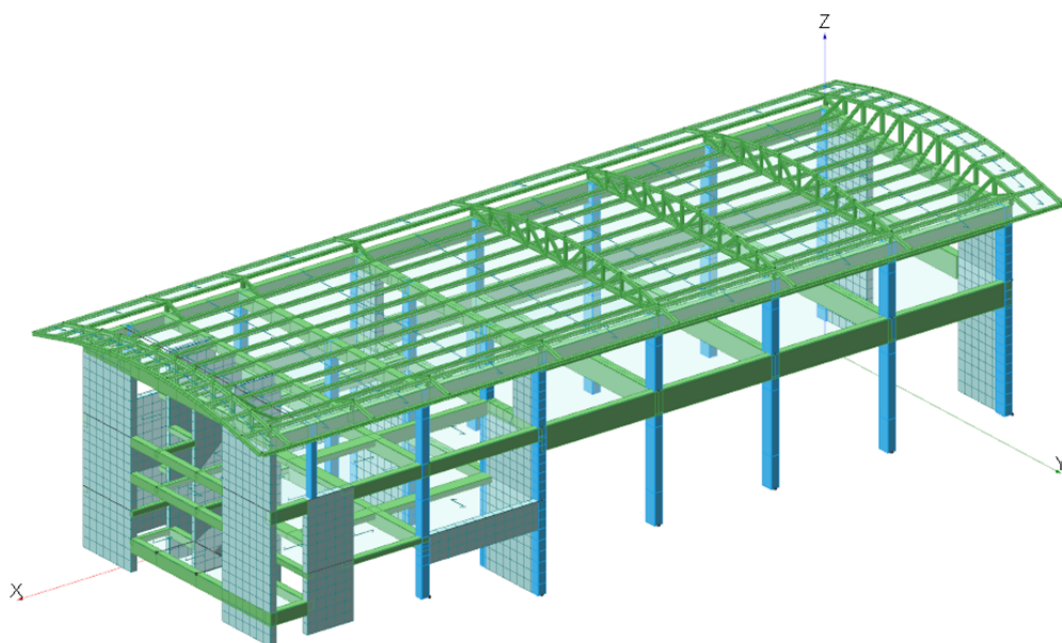


Figura 112: Edificio C - Sovrastruttura - Modello di calcolo (Vista 2)



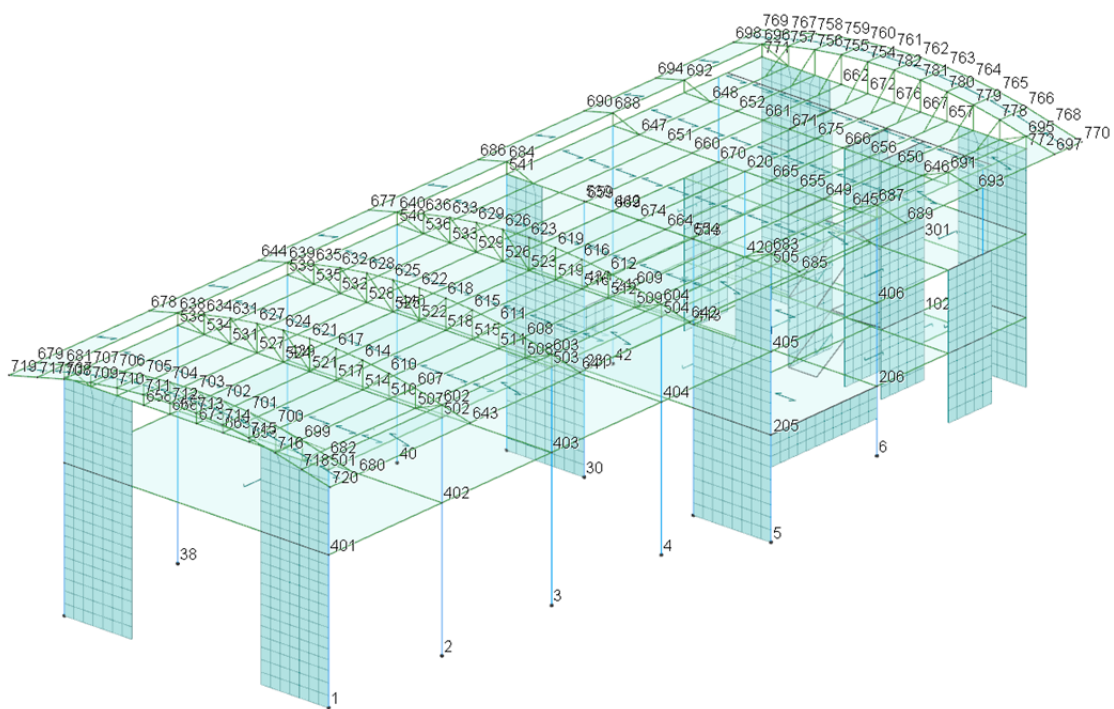


Figura 113: Edificio C - Sovrastruttura - Numerazione nodi (Vista 1)

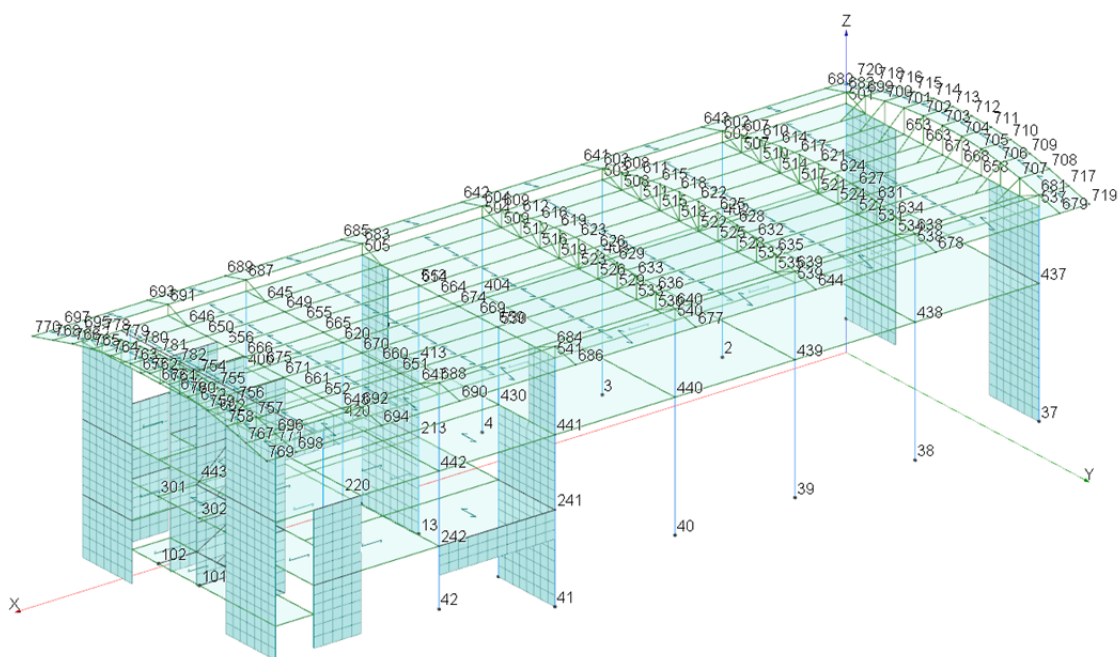


Figura 114: Edificio C - Sovrastruttura - Numerazione nodi (Vista 2)

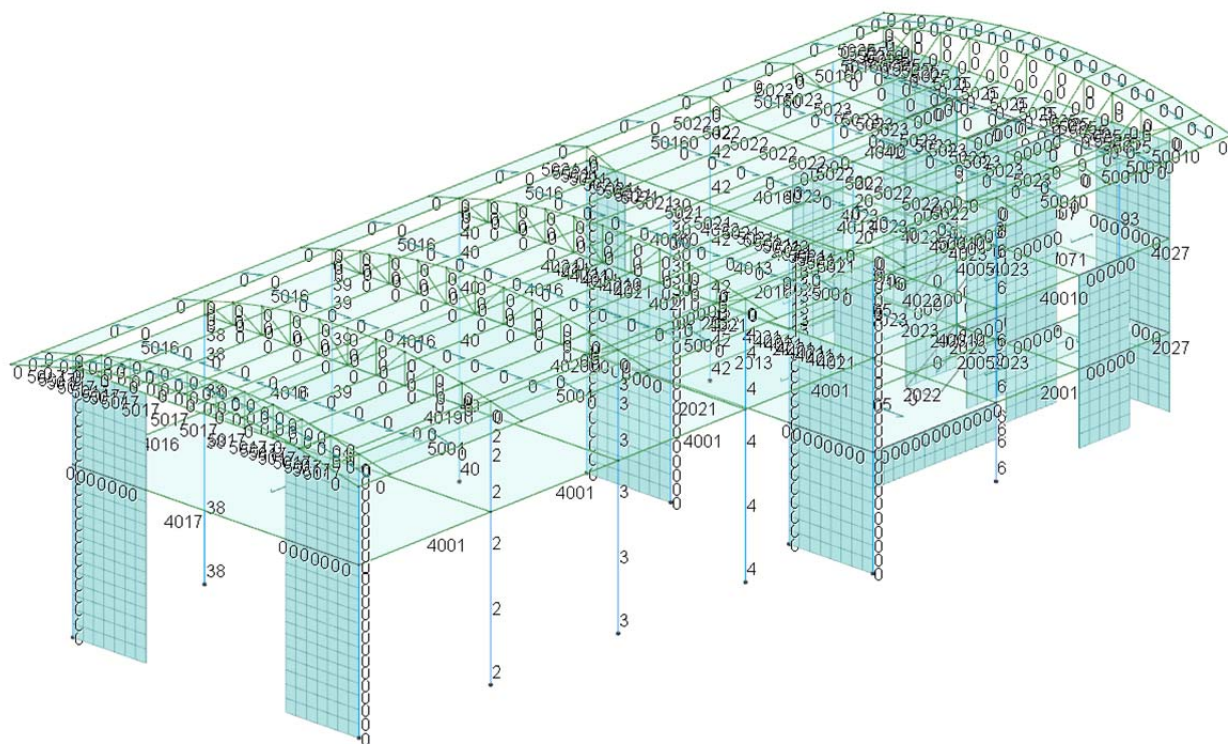


Figura 115: Edificio C - Sovrastruttura - Numerazione aste (Vista 1)

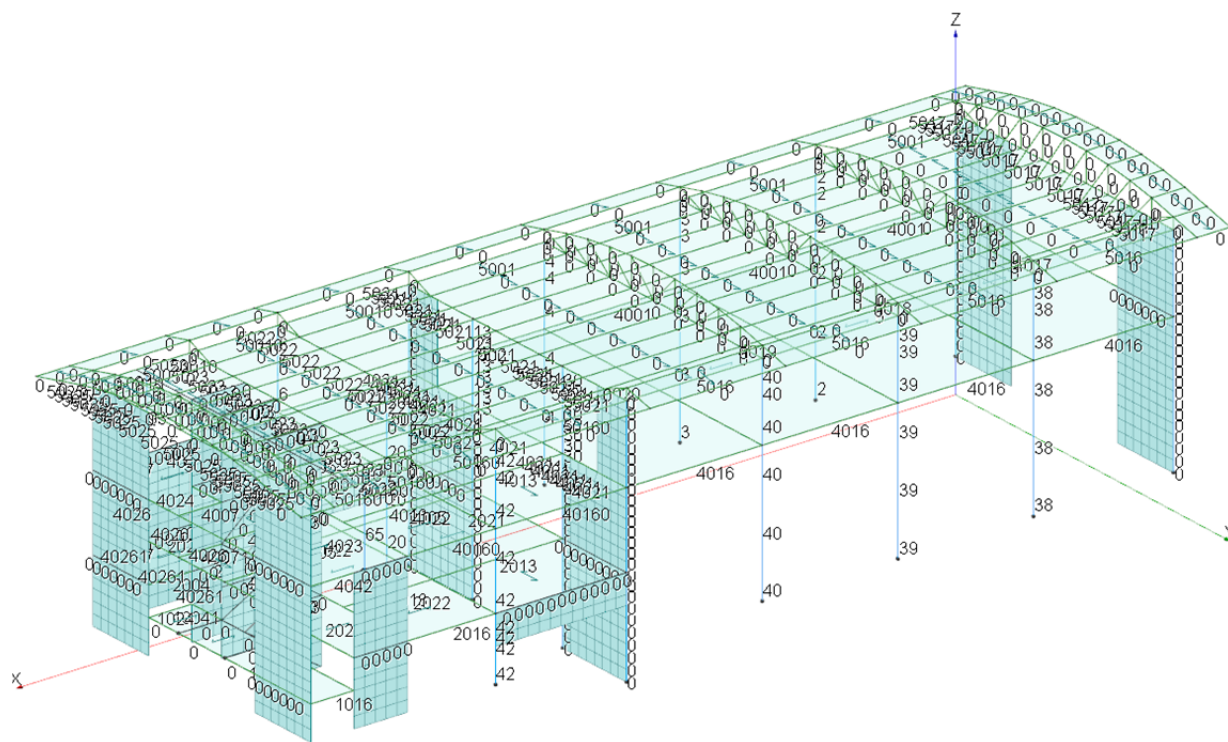


Figura 116: Edificio C - Sovrastruttura - Numerazione aste (Vista 2)



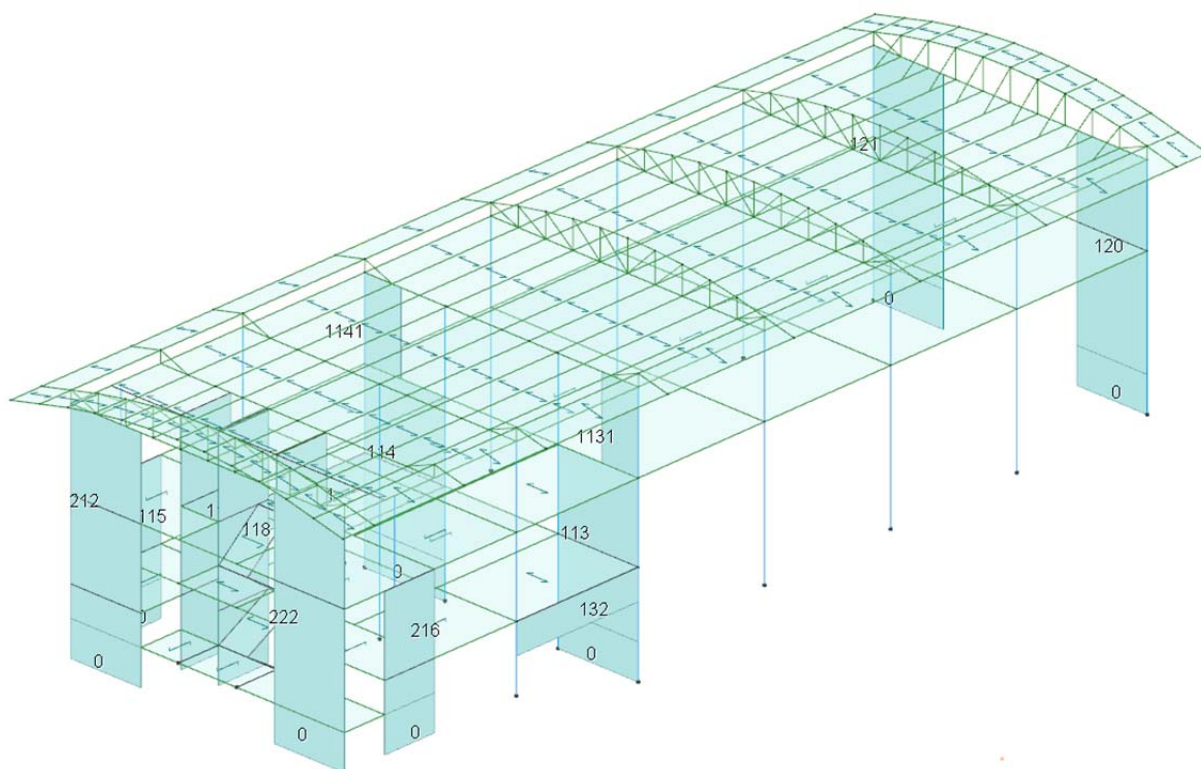


Figura 117: Edificio C - Sovrastruttura - Numerazione bidimensionali (Vista 1)

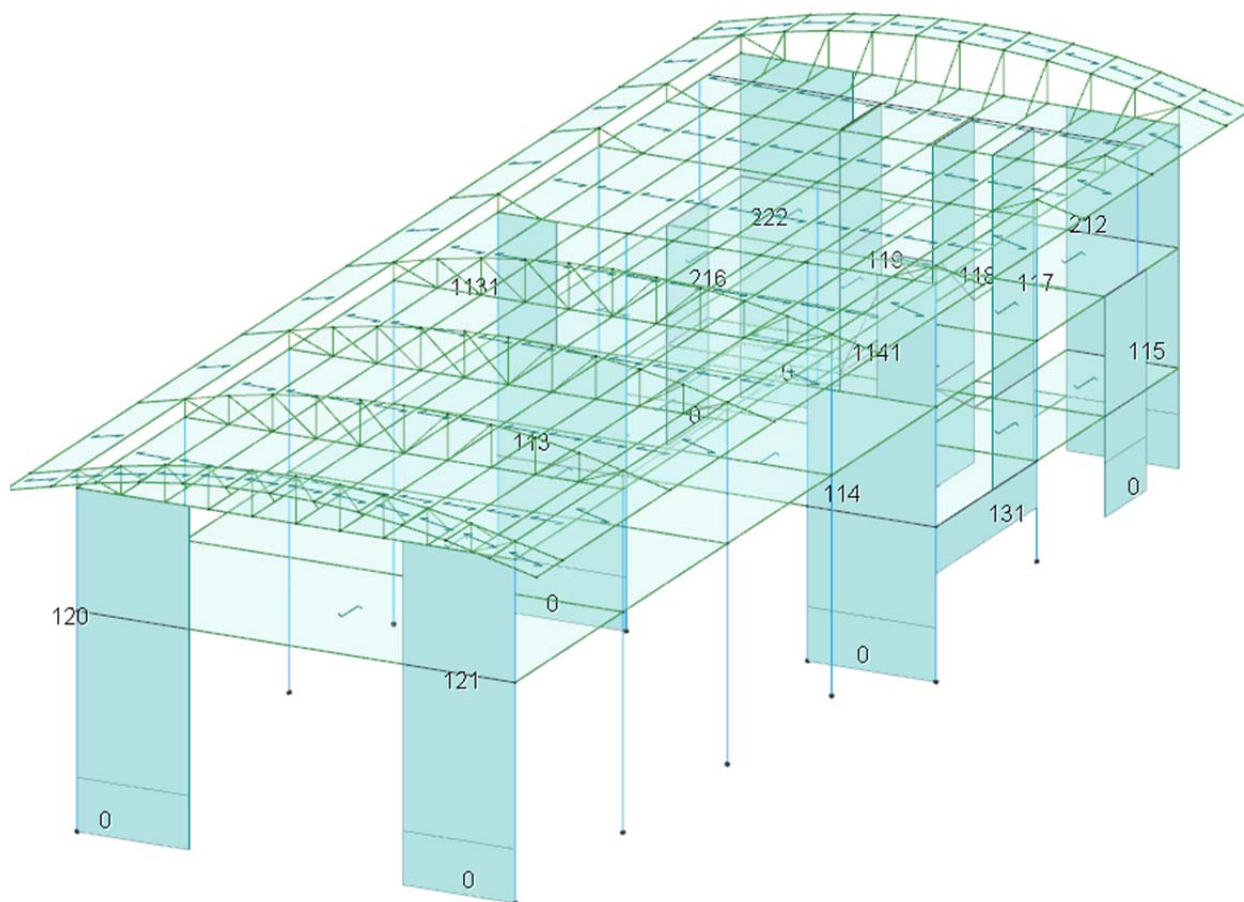


Figura 118: Edificio C - Sovrastruttura - Numerazione bidimensionali (Vista 2)



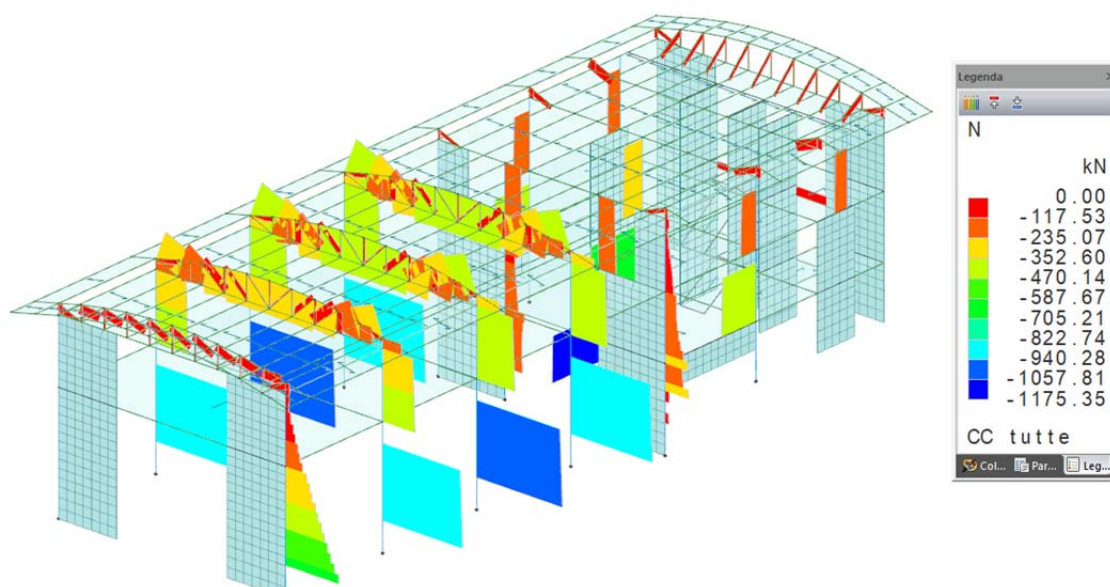


Figura 119: Edificio C – Sovrastruttura – Involuppo sforzo normale

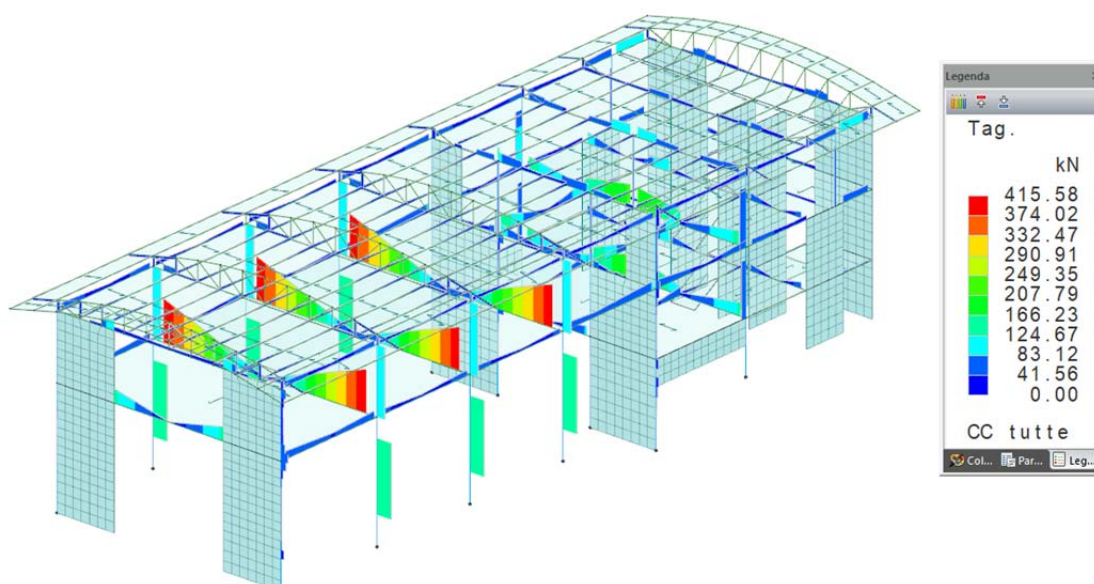


Figura 120: Edificio C – Sovrastruttura – Involuppo taglio

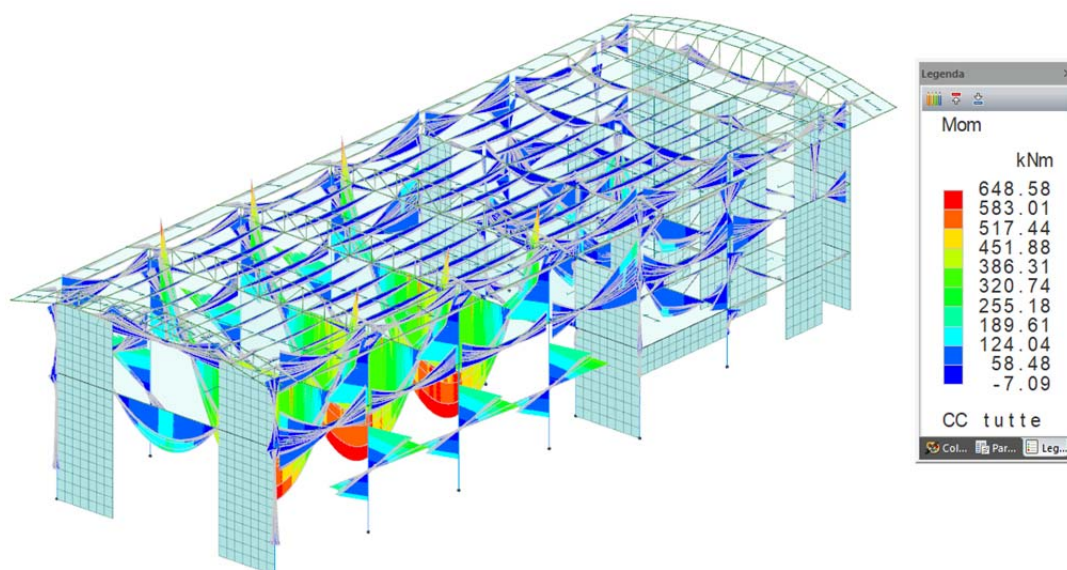


Figura 121: Edificio C – Sovrastruttura – Involuppo momento flettente

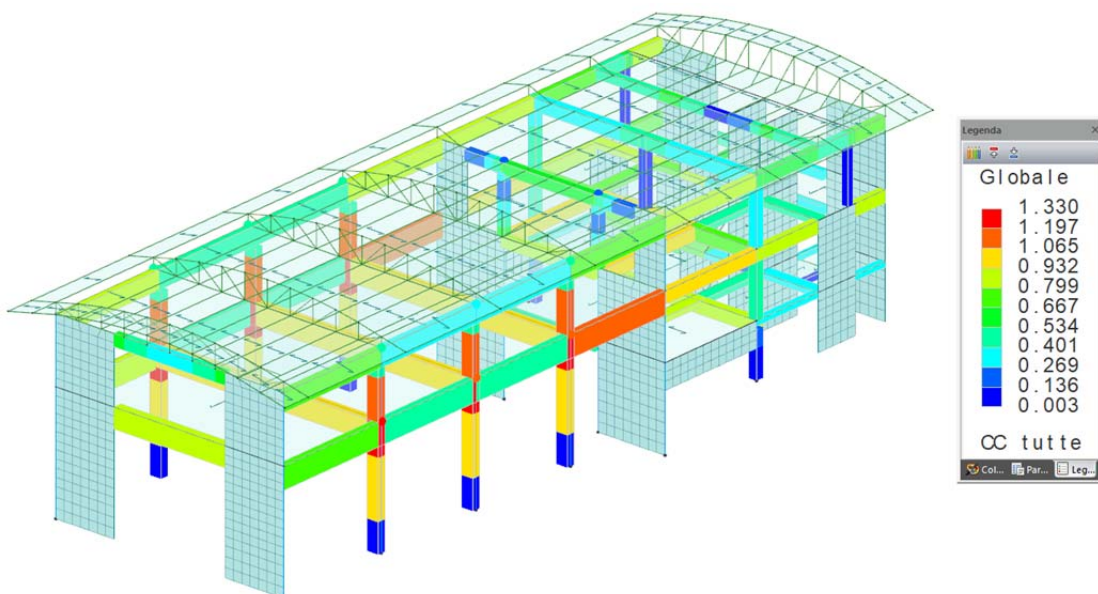


Figura 122: Edificio C – Sovrastruttura – Tassi di sfruttamento aste in cemento armato

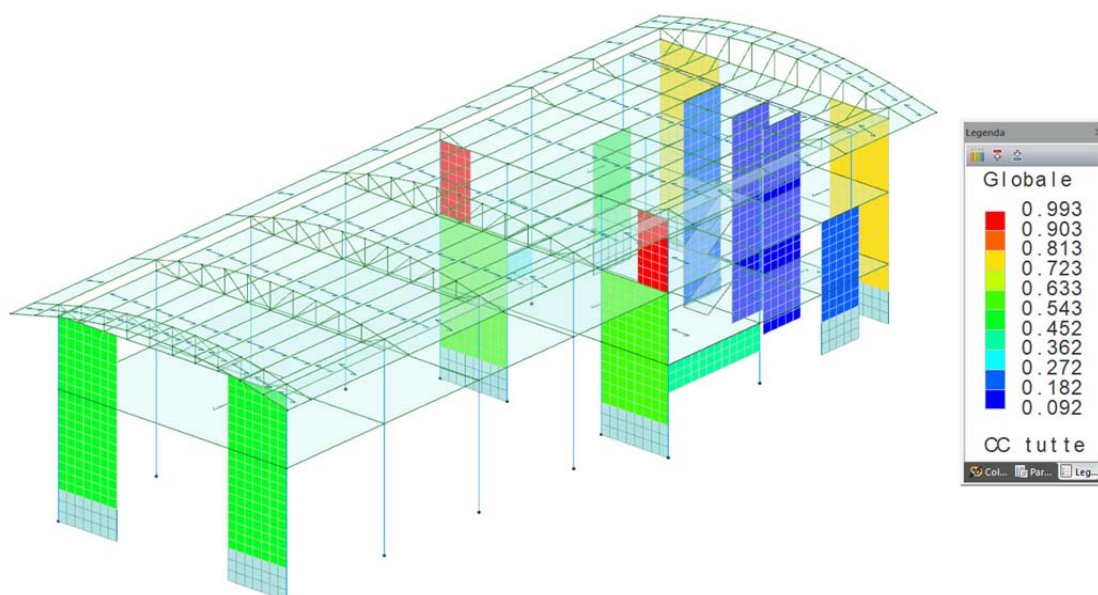


Figura 123: Edificio C – Sovrastruttura – Tassi di sfruttamento pareti in cemento armato

## MODELLO FONDAZIONI

La geometria del modello delle fondazioni è analoga a quella dei precedenti modelli. Si riporta unicamente la numerazione delle aste per una più agevole comprensione del contenuto del fascicolo dei calcoli.

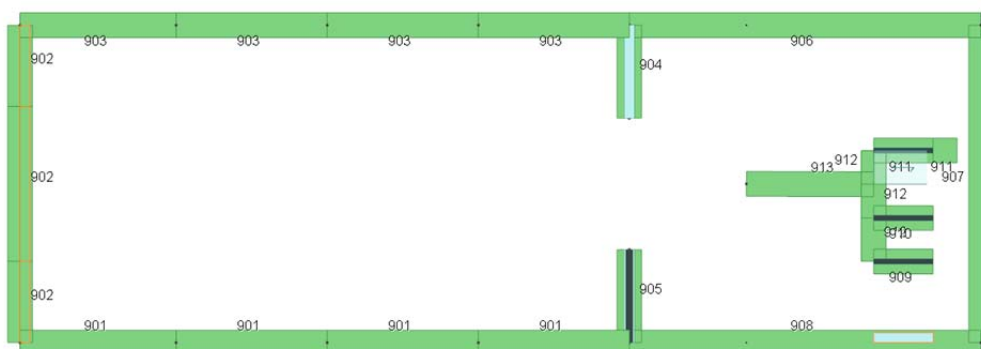


Figura 124: Edificio C – Fondazioni – Numerazione aste



## MODELLO COPERTURA – MODELLI 1 E 2

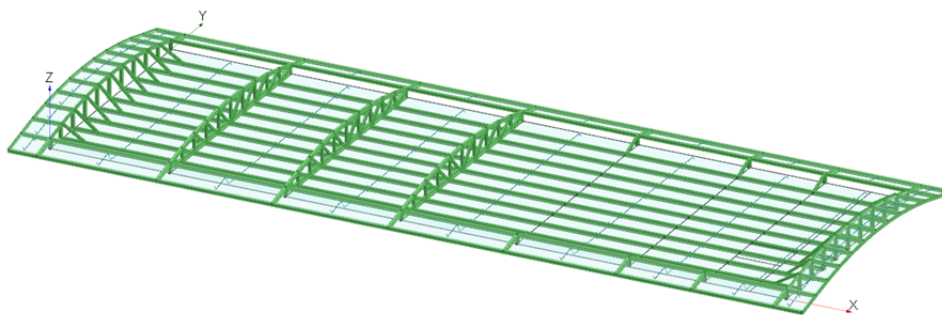


Figura 125: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2

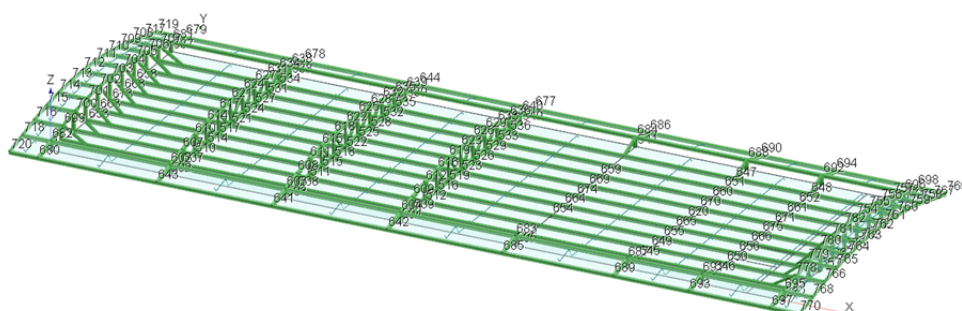


Figura 126: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2 - Numerazione nodi

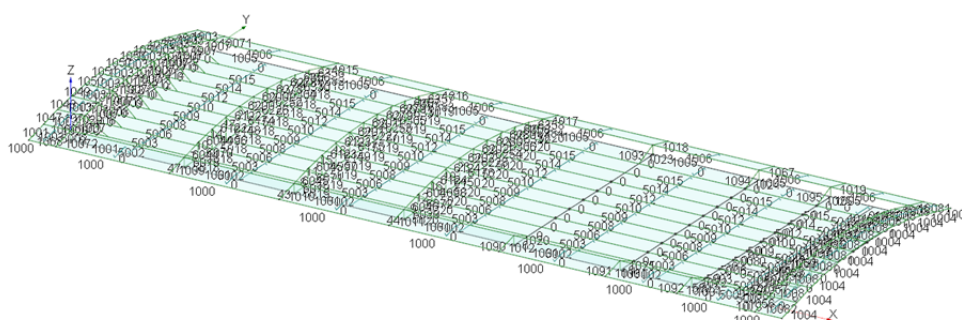


Figura 127: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2 - Numerazione aste

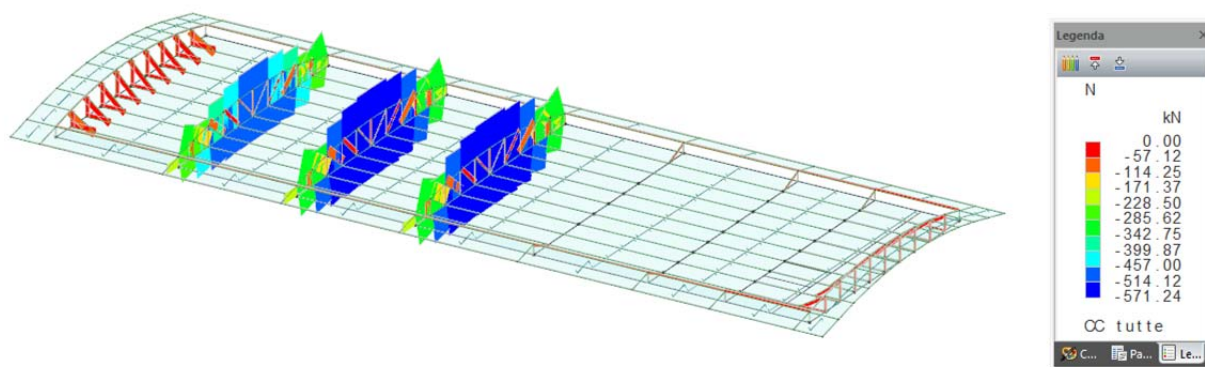


Figura 128: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2 – Involuppo sforzo normale



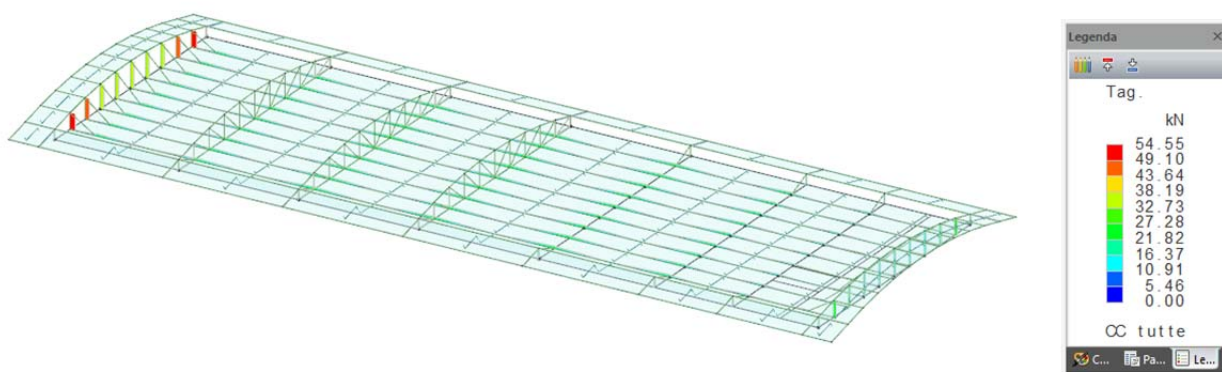


Figura 129: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2 – Involuppo taglio

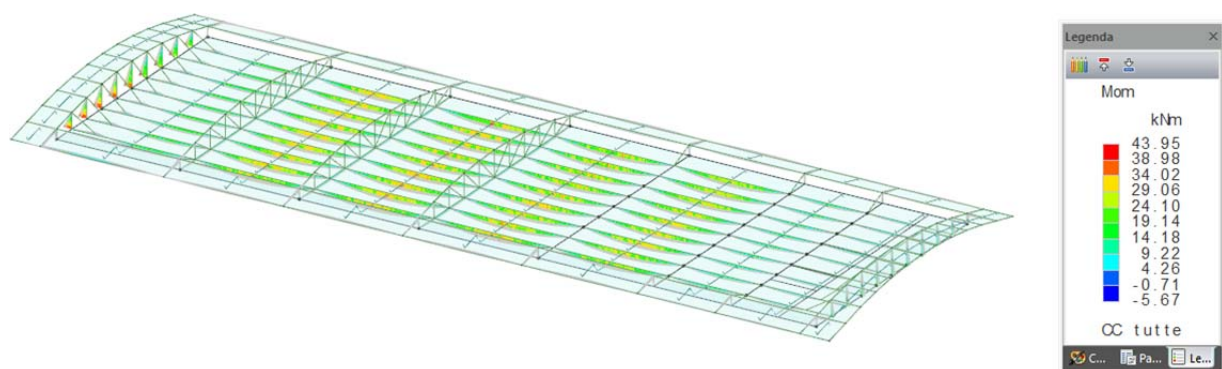


Figura 130: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2 – Involuppo momento flettente

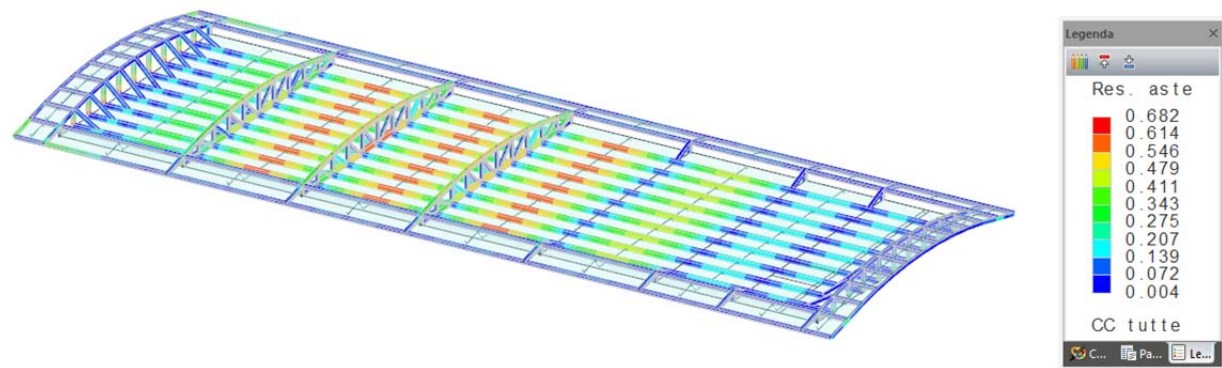


Figura 131: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2 – Tassi di sfruttamento resistenza

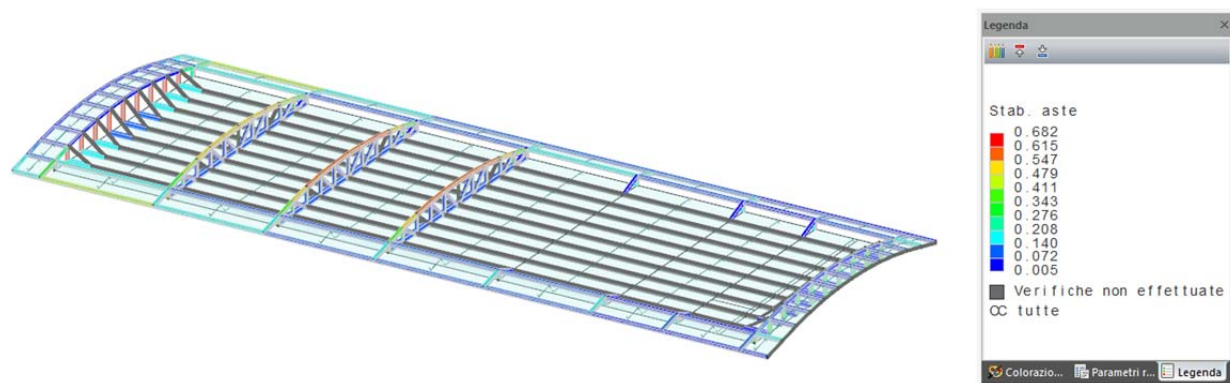


Figura 132: Edificio C - Copertura - Modelli 1 e 2 – Tassi di sfruttamento instabilità

### MODELLO COPERTURA – MODELLI 3 E 4

I modelli 3 e 4 differiscono solo per numerazione di aste ed allineamento dei tratti del corrente superiore delle travi reticolari nelle zone tra due ritegni torsionali contigui. Le sollecitazioni di tali modelli sono equiparabili ai Modelli 1 e 2. Risulta significativo riportare la numerazione delle aste con cui è realizzato il corrente superiore delle travi reticolari ed i tassi di sfruttamento relativi alle verifiche di instabilità.

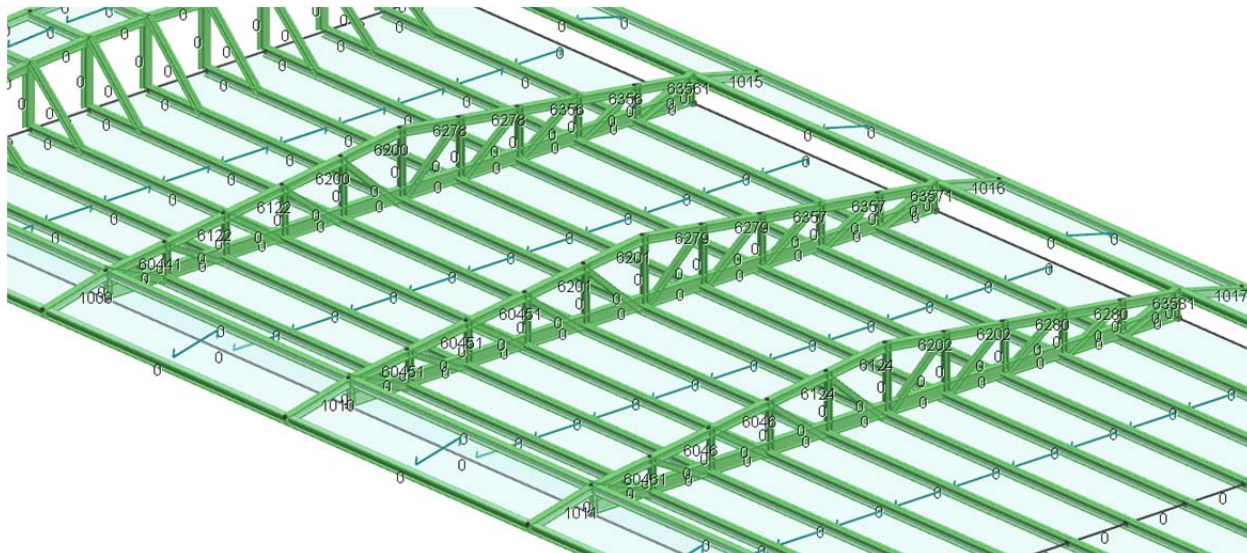


Figura 133: Edificio C - Copertura - Modelli 3 e 4 - Numerazione aste

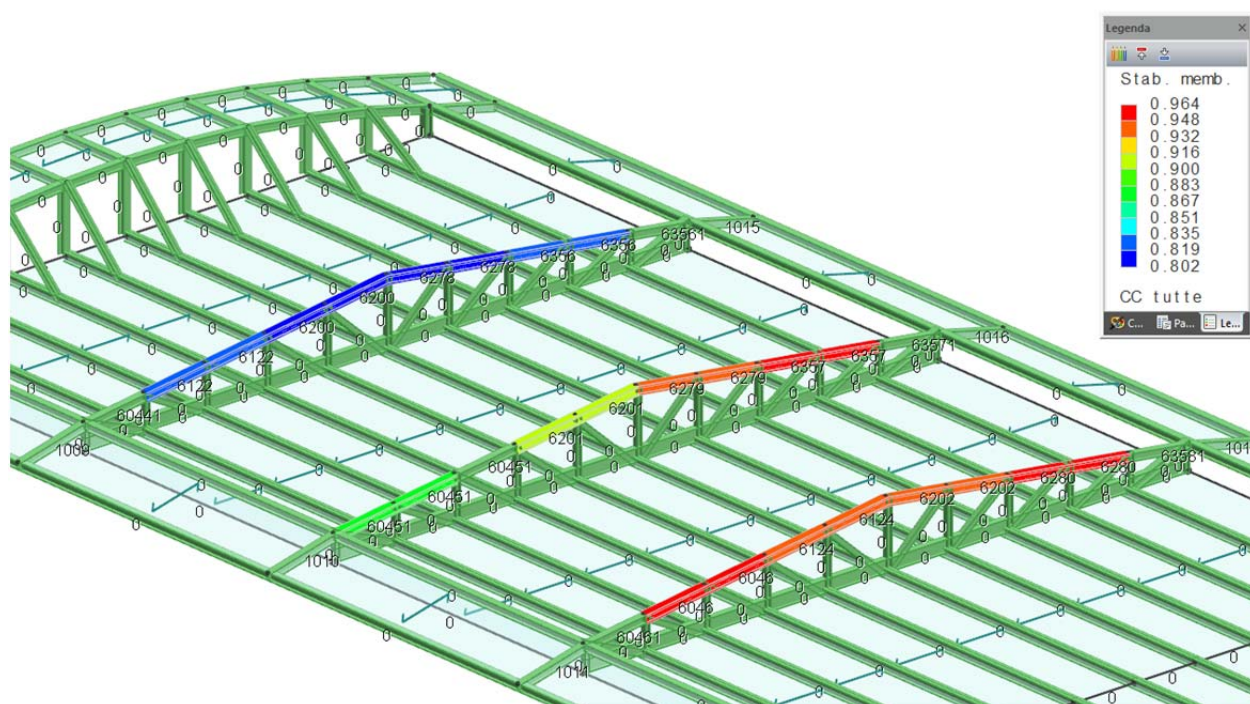


Figura 134: Edificio C - Copertura - Modelli 3 e 4 – Tassi di sfruttamento instabilità



### 5.4.3 Modelli Connettivo

Sono stati realizzati sei modelli distinti per la struttura in acciaio del connettivo, di cui tre per le verifiche della sovrastruttura e tre per le verifiche delle fondazioni. Sia per la sovrastruttura che per i modelli utilizzati per la verifica delle fondazioni, i modelli sono stati suddivisi come segue:

- uno per la porzione più a est di quest'ultimo (definito in seguito "A"), la cui modellazione è riferita ad un intervento locale per l'edificio in muratura a cui è connesso;
- uno per la porzione centrale-est (definito in seguito "B");
- uno per la porzione più a ovest (definito in seguito "C").

In tutti i modelli realizzati gli arcarecci sono stati considerati come incernierati alle travi principali, ad eccezione del modello "A", in cui gli arcarecci, avendo uno sbalzo, sono stati considerati come continui. Le travi principali sono incernierate alla testa dei pilastri in tutti i modelli realizzati, ad eccezione del modello "A", in cui il vincolo tra questi ultimi è di tipo incastrato.

Nei modelli "B" e "C", ove le travi principali presentano uno sbalzo, queste ultime sono state considerate continue al di sopra del pilastro, il quale è vincolato alla suddetta trave mediante vincolo a cerniera (appoggio semplice).

Si riportano in seguito immagini rappresentative dei modelli realizzati.

#### MODELLO SOVRASTRUTTURA – CONNETTIVO A

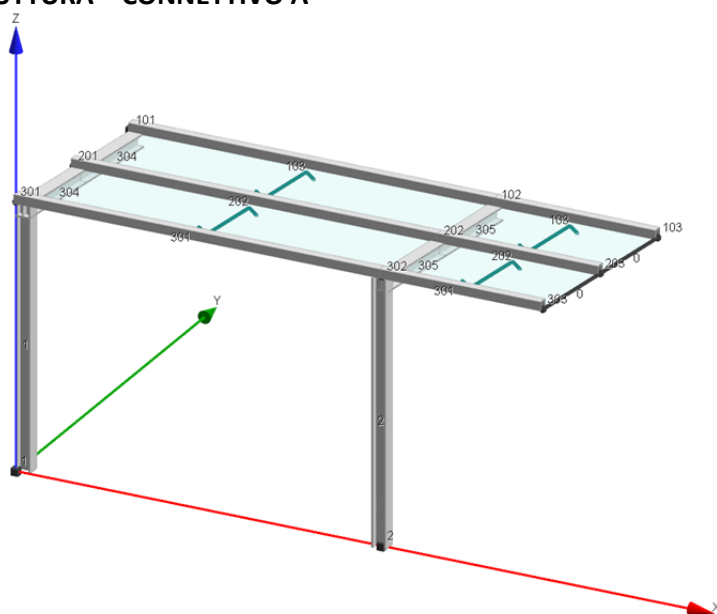


Figura 135: Connettivo A - Sovrastruttura - Modello di calcolo, numerazione nodi e aste



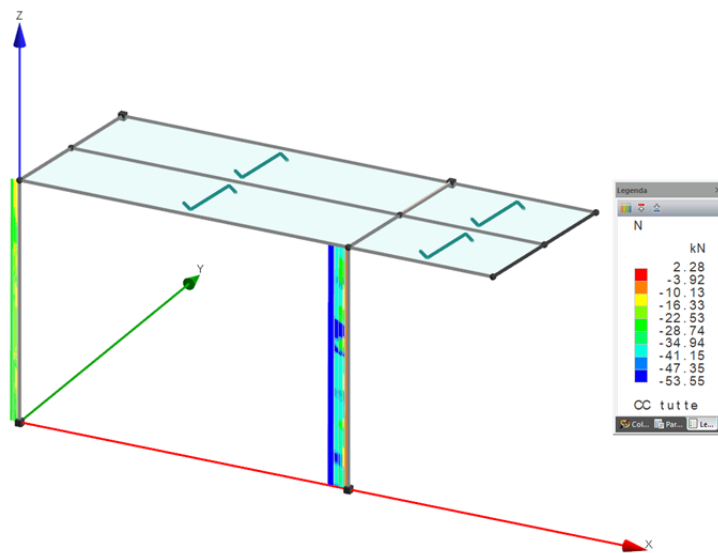


Figura 136: Connettivo A - Sovrastruttura - Involuppo sforzo normale

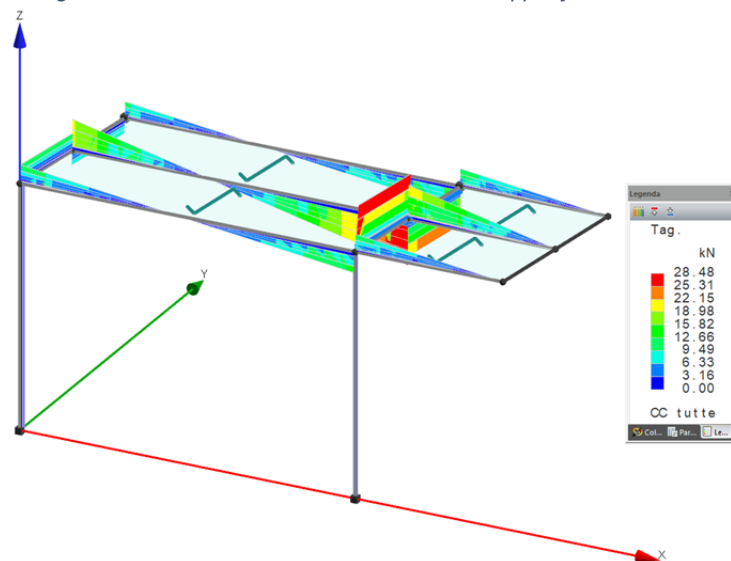


Figura 137: Connettivo A - Sovrastruttura - Involuppo taglio

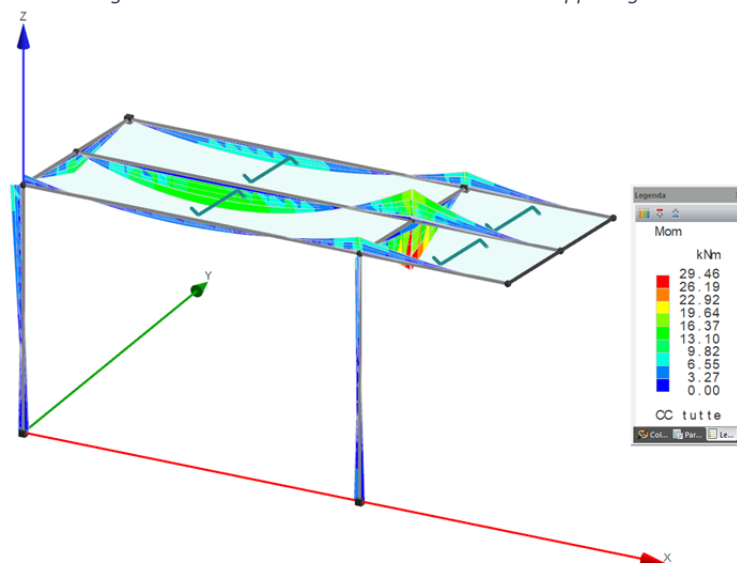


Figura 138: Connettivo A - Sovrastruttura - Involuppo momento flettente

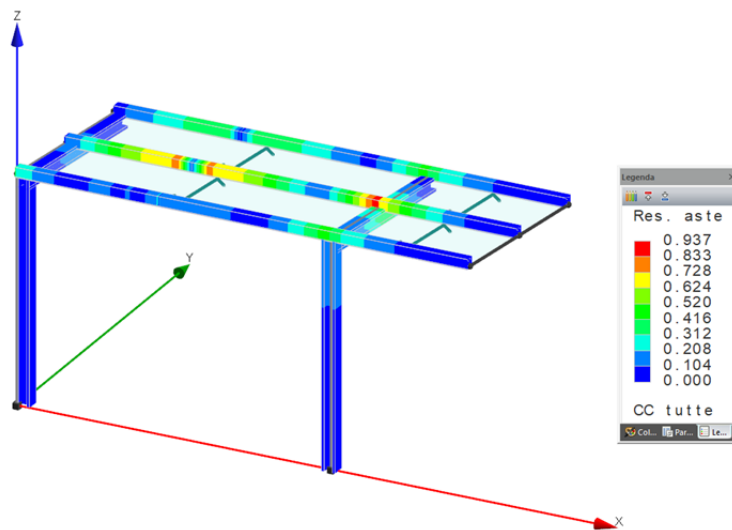


Figura 139: Connettivo A - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento resistenza

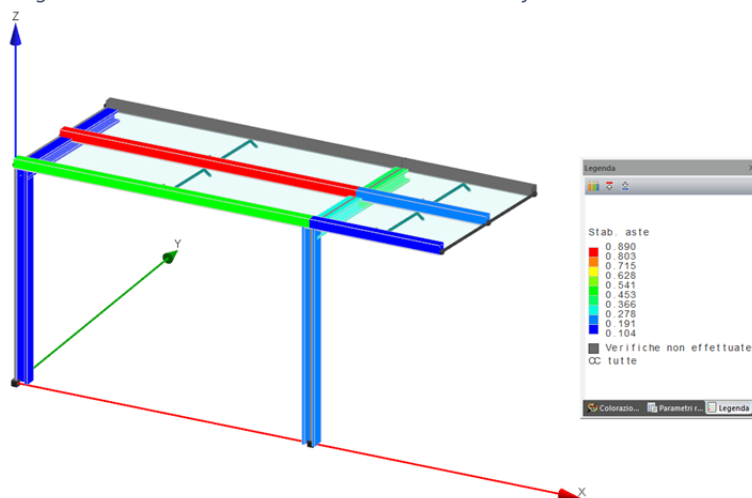


Figura 140: Connettivo A - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento instabilità

## MODELLO SOVRASTRUTTURA – CONNETTIVO B

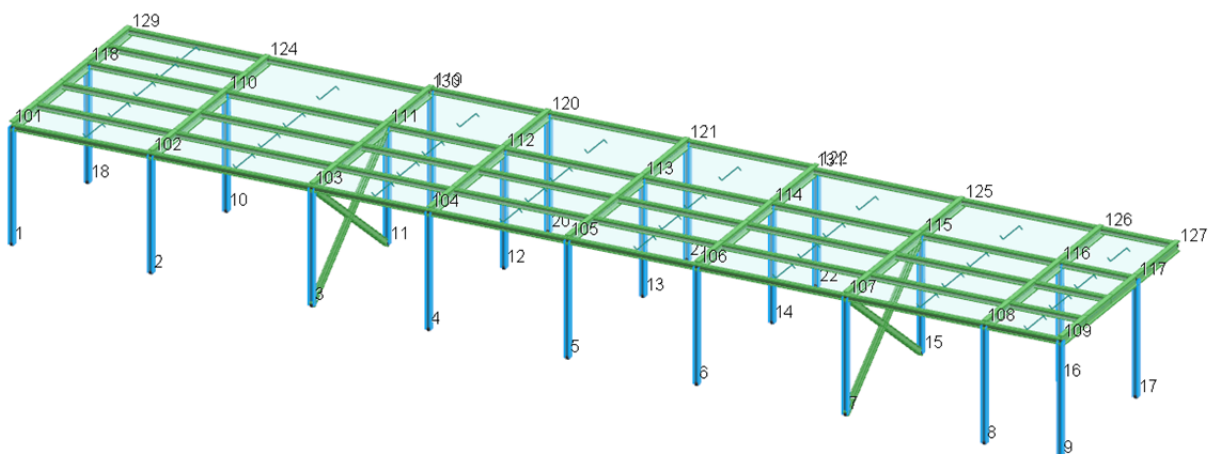


Figura 141: Connettivo B - Sovrastruttura - Modello di calcolo e numerazione nodi

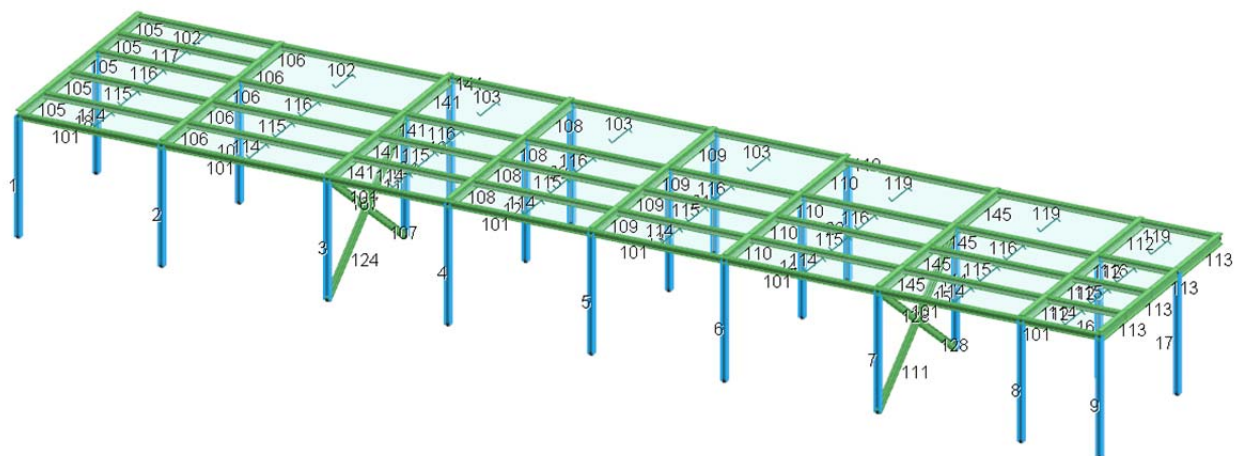


Figura 142: Connettivo B - Sovrastruttura - Numerazione aste

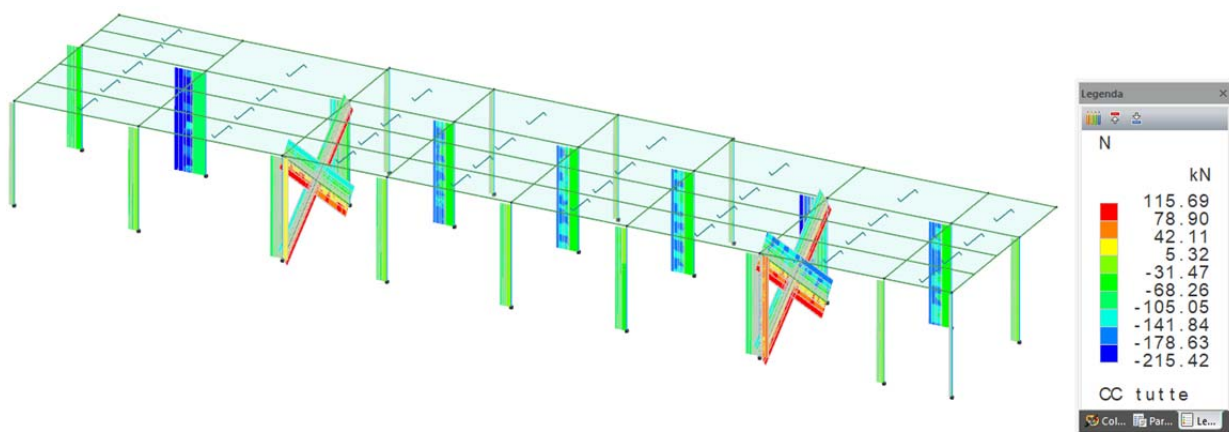


Figura 143: Connettivo B - Sovrastruttura - Involuppo sforzo normale

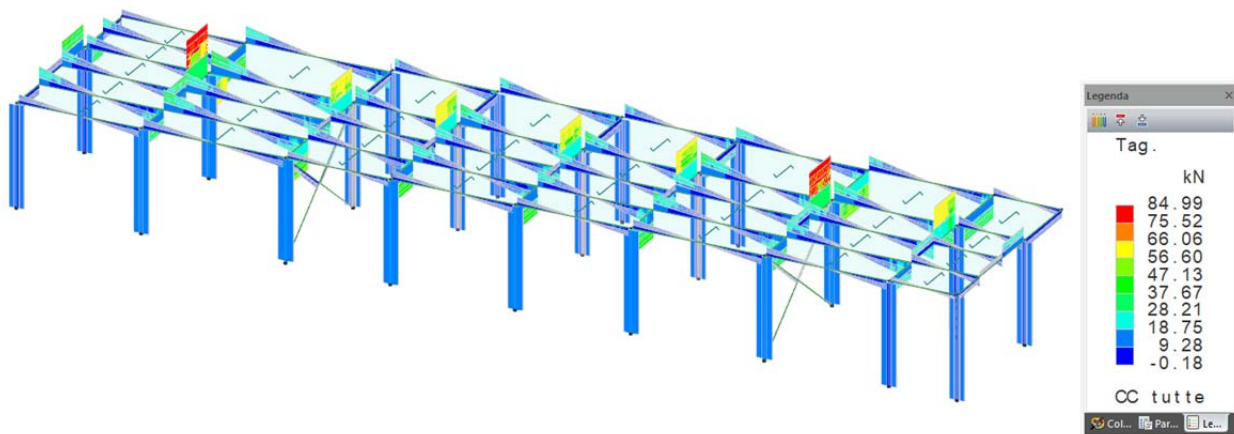


Figura 144: Connettivo B - Sovrastruttura - Involuppo taglio



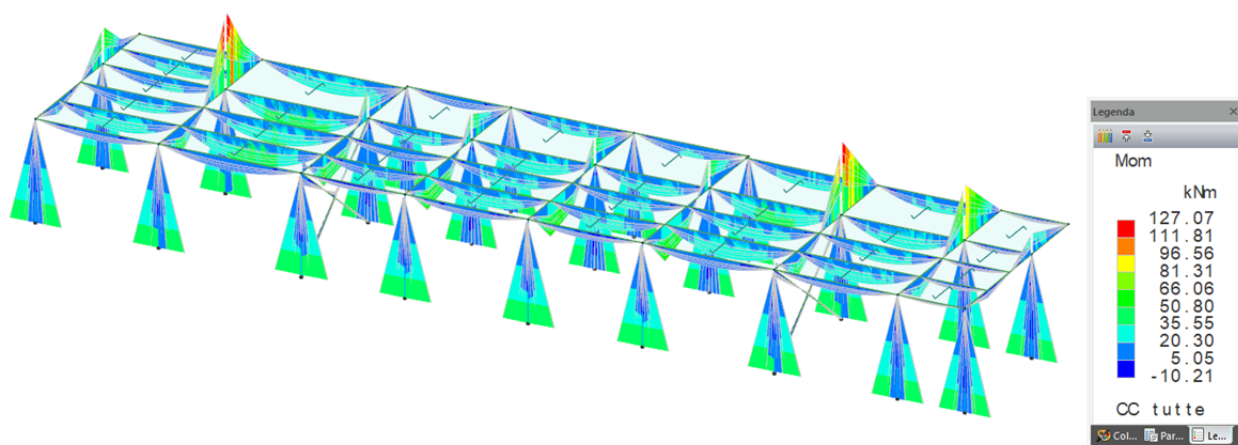


Figura 145: Connettivo B - Sovrastruttura - Involuppo momento flettente

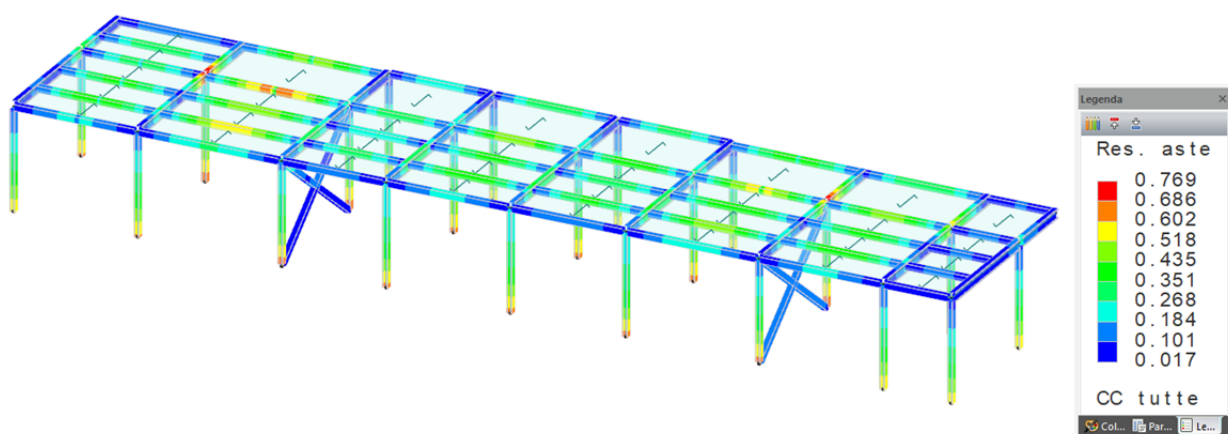


Figura 146: Connettivo B - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento resistenza

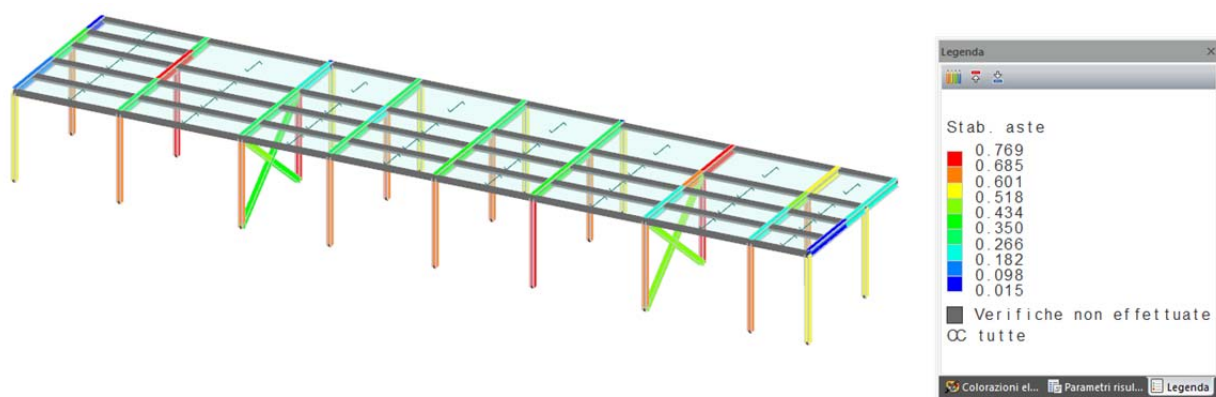


Figura 147: Connettivo B - Sovrastruttura - Tassi di sfruttamento instabilità

## MODELLO SOVRASTRUTTURA – CONNETTIVO C

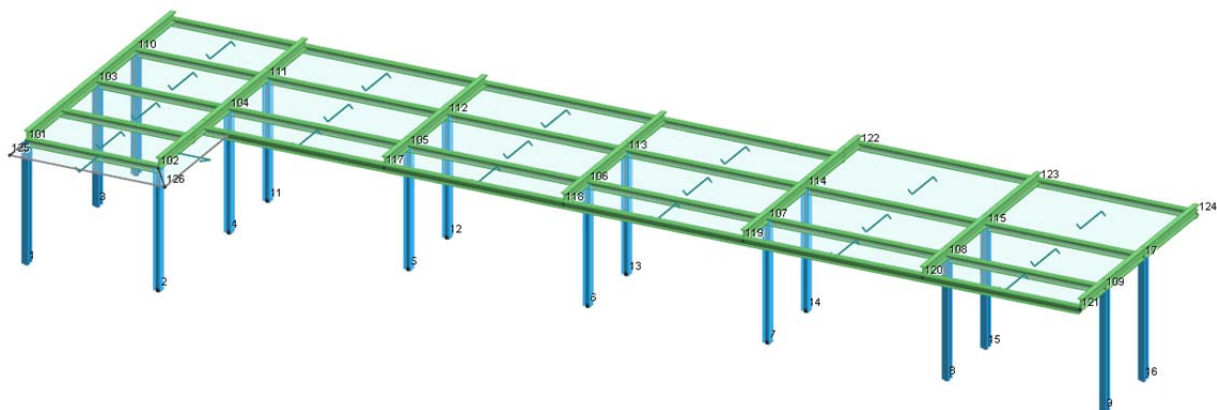


Figura 148: Connettivo C - Sovrastruttura - Modello di calcolo e numerazione nodi

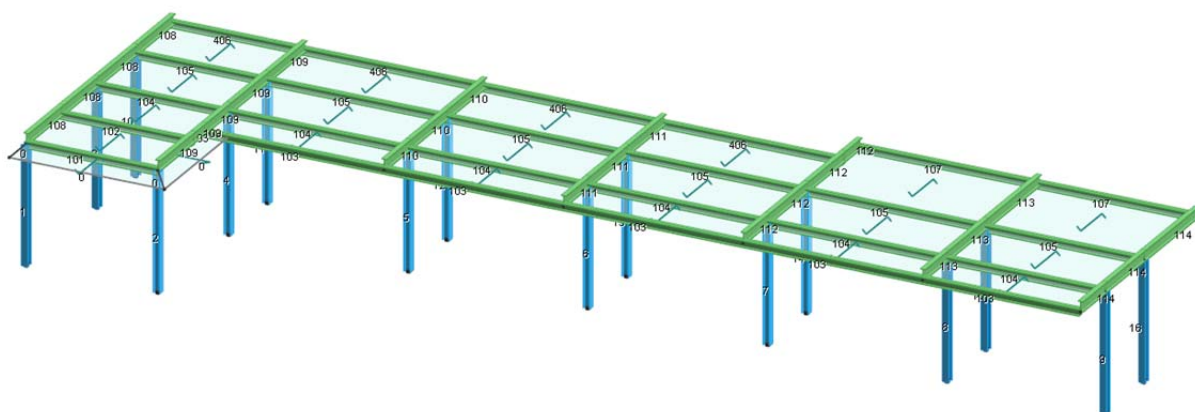


Figura 149: Connettivo C - Sovrastruttura - Modello di calcolo e numerazione aste

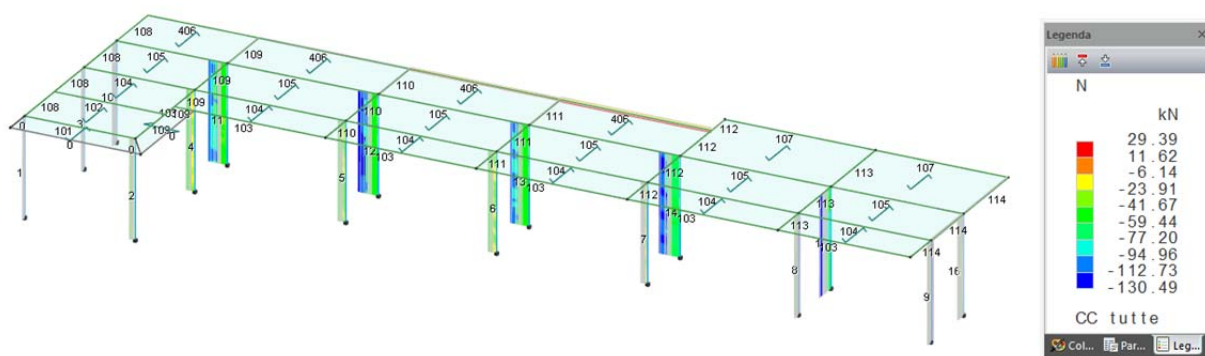


Figura 150: Connettivo C - Sovrastruttura - Involuppo sforzo normale

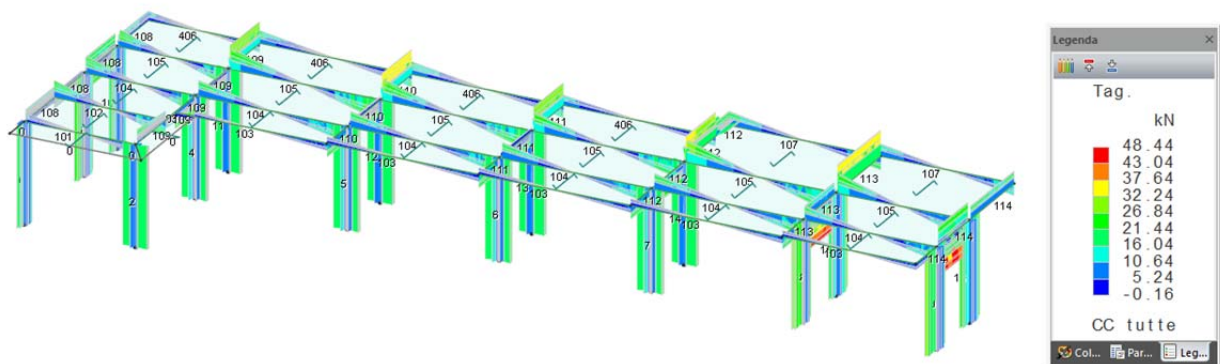


Figura 151: Connettivo C - Sovrastruttura -Inviluppo taglio

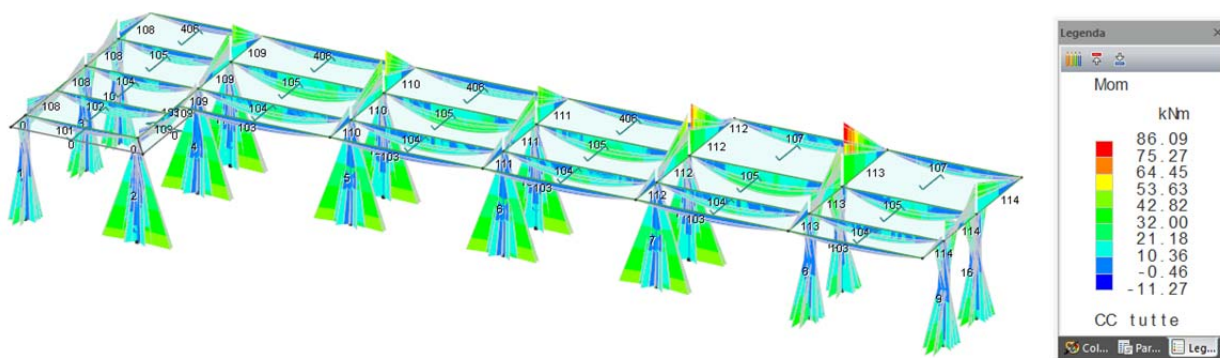


Figura 152: Connettivo C - Sovrastruttura -Inviluppo momento flettente

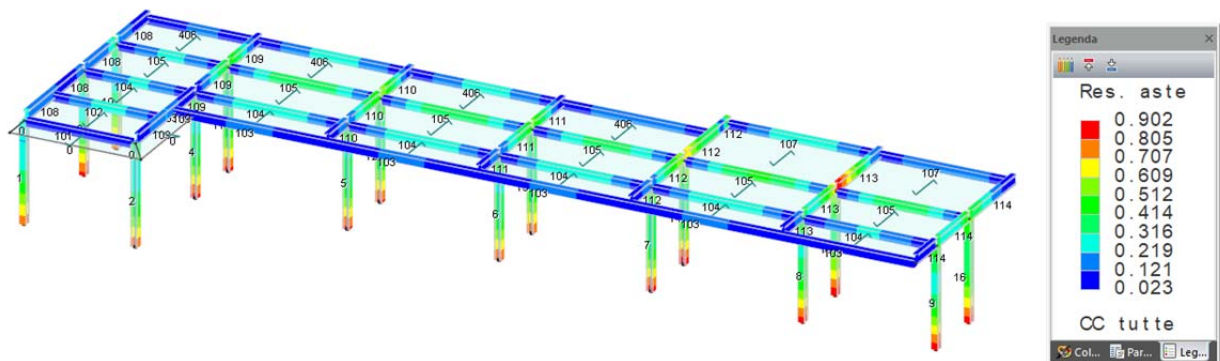


Figura 153: Connettivo C - Sovrastruttura -Tassi di sfruttamento resistenza

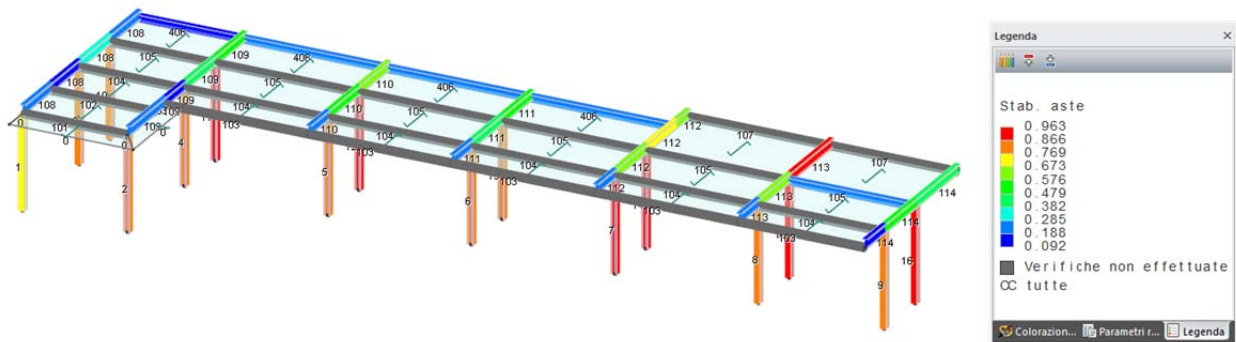


Figura 154: Connettivo C - Sovrastruttura -Tassi di sfruttamento instabilità



## FONDAZIONI – CONNETTIVO A

Non è stata eseguita una specifica modellazione per le fondazioni del Connettivo A in quanto le strutture saranno realizzate sulle fondazioni esistenti e avranno un peso nettamente ridotto rispetto allo stato attuale (come ordine di grandezza circa 50-100 kg/mq rispetto ai 400-500 kg/mq del connettivo esistente). Pertanto dati la riduzione dei carichi sulle fondazioni e che questo intervento è considerato “locale”, non risulta necessario produrre un modello relativo a queste fondazioni.

## MODELLO FONDAZIONI – CONNETTIVO B

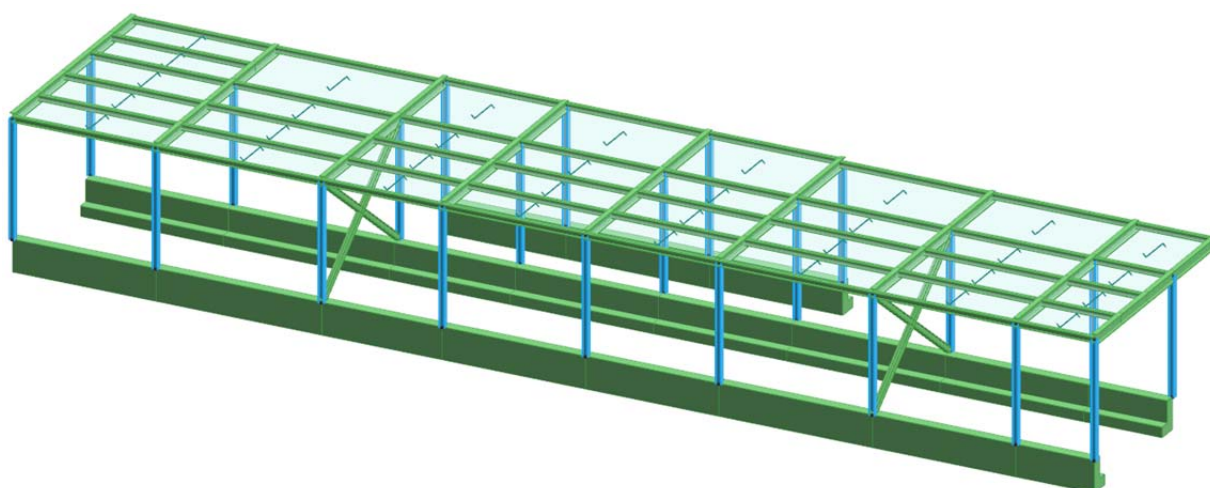


Figura 155: Connettivo B - Fondazioni - Modello di calcolo

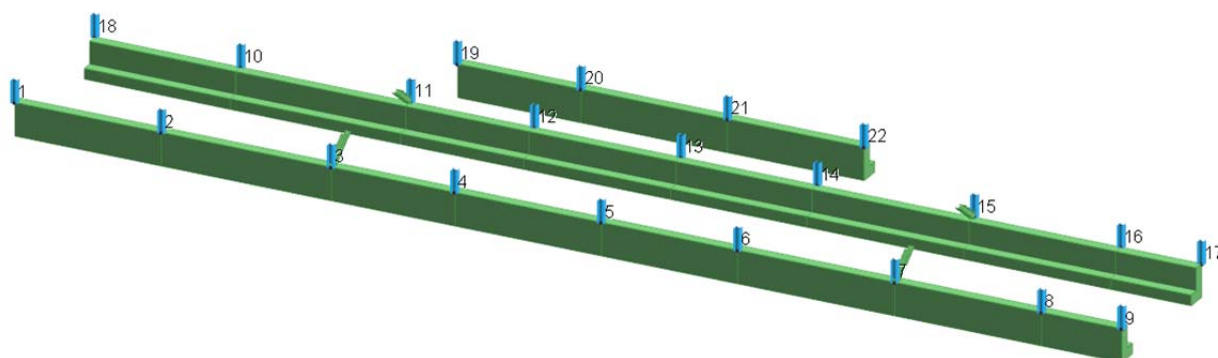


Figura 156: Connettivo B - Fondazioni - Numerazione nodi

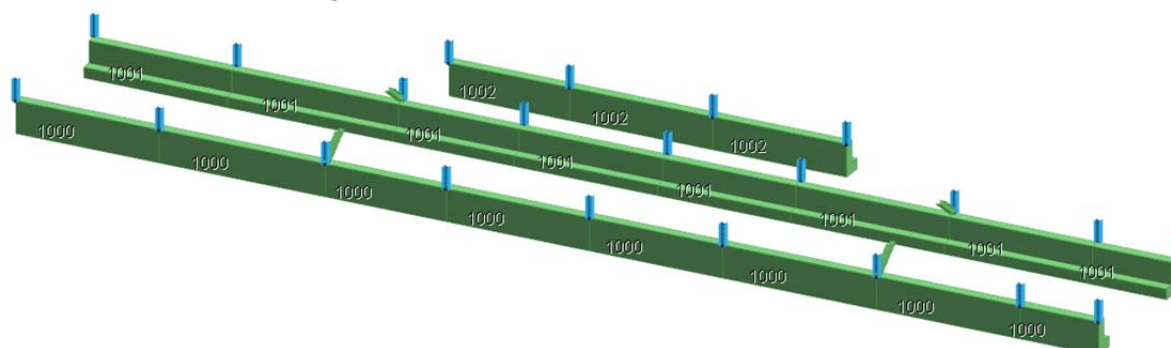


Figura 157: Connettivo B - Fondazioni - Numerazione aste

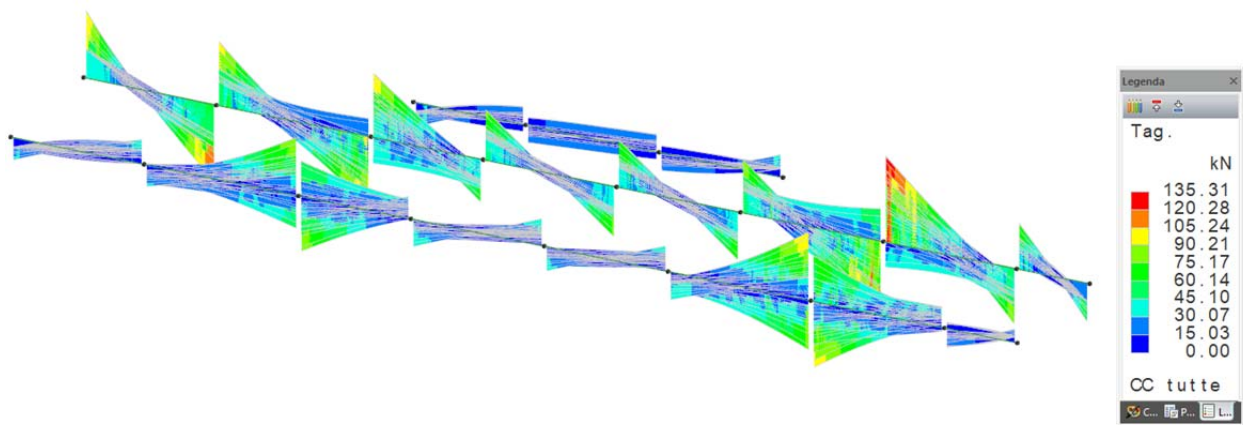


Figura 158: Connettivo B - Fondazioni - Involuppo taglio

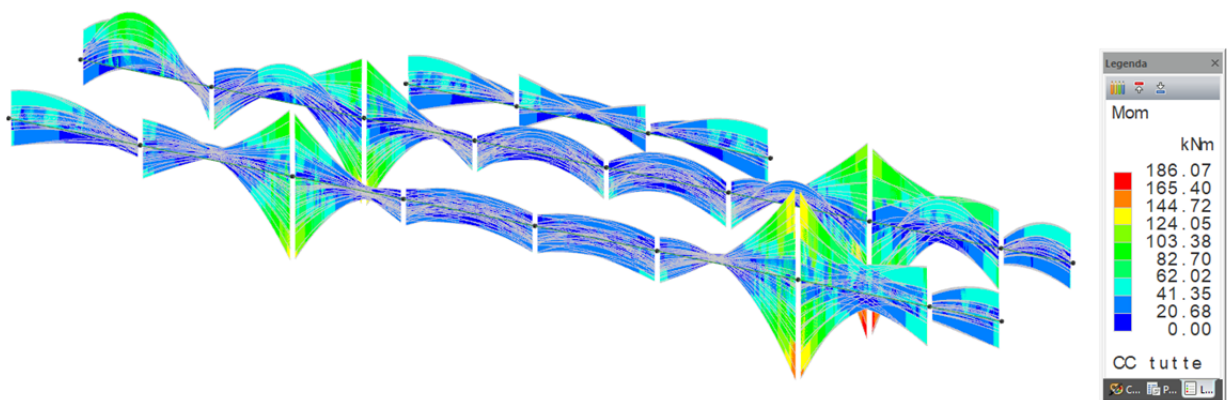


Figura 159: Connettivo B - Fondazioni - Involuppo momento flettente

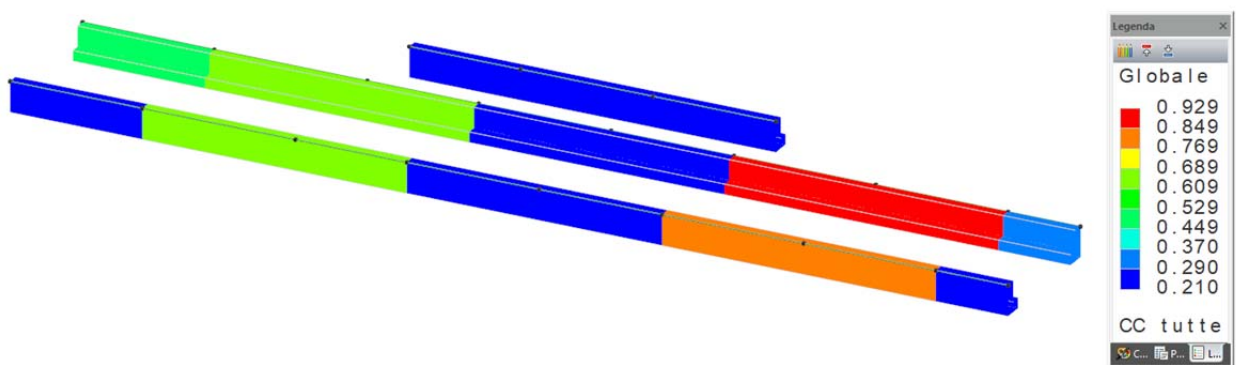


Figura 160: Connettivo B - Fondazioni - Tassi di sfruttamento aste in c.a.

## MODELLO FONDAZIONI – CONNETTIVO C

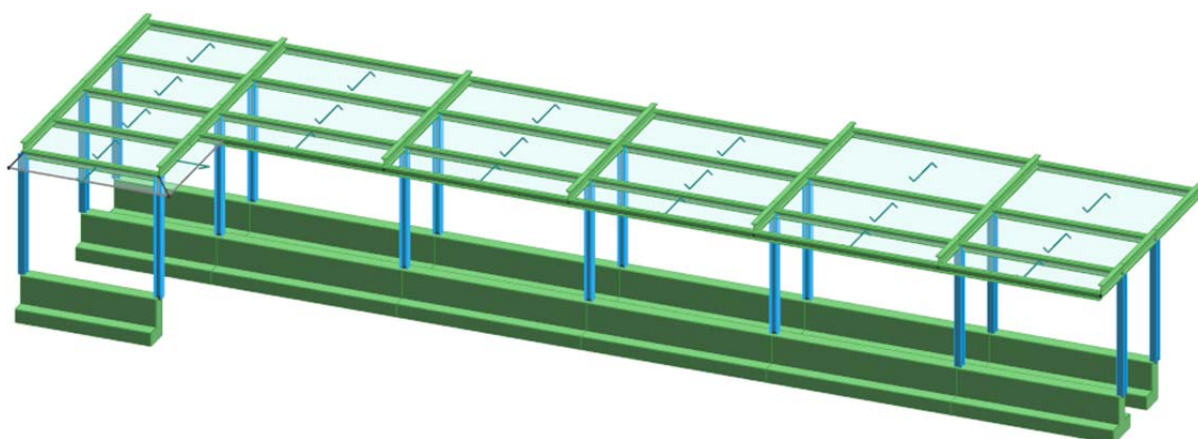


Figura 161: Connettivo C - Fondazioni - Modello di calcolo

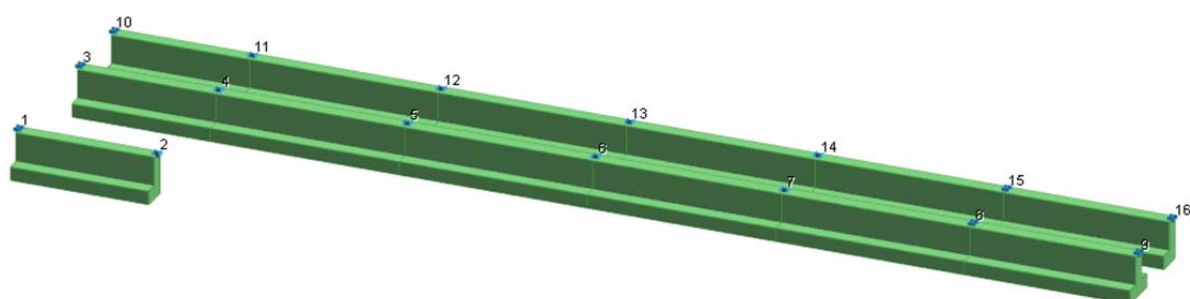


Figura 162: Connettivo C - Fondazioni - Numerazione nodi

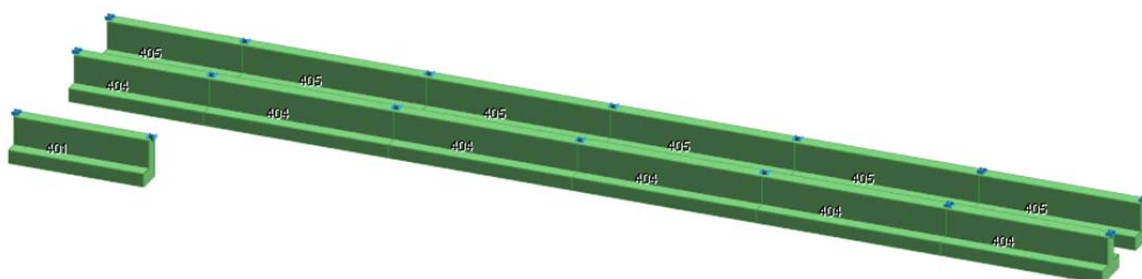


Figura 163: Connettivo C - Fondazioni - Numerazione aste



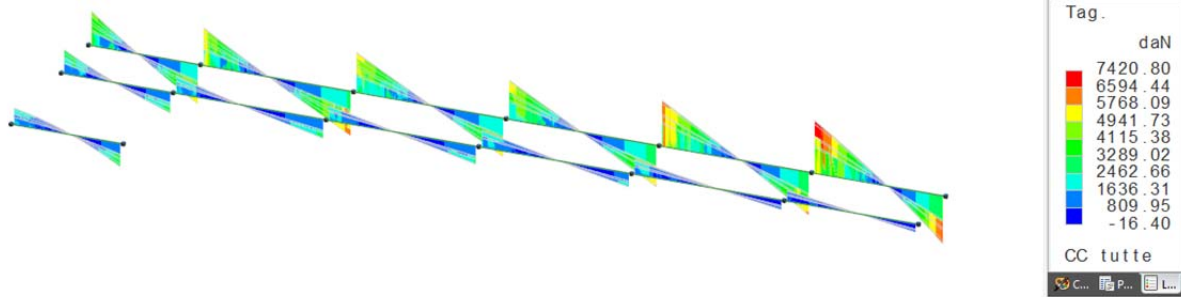


Figura 164: Connettivo C - Fondazioni - Inviluppo taglio

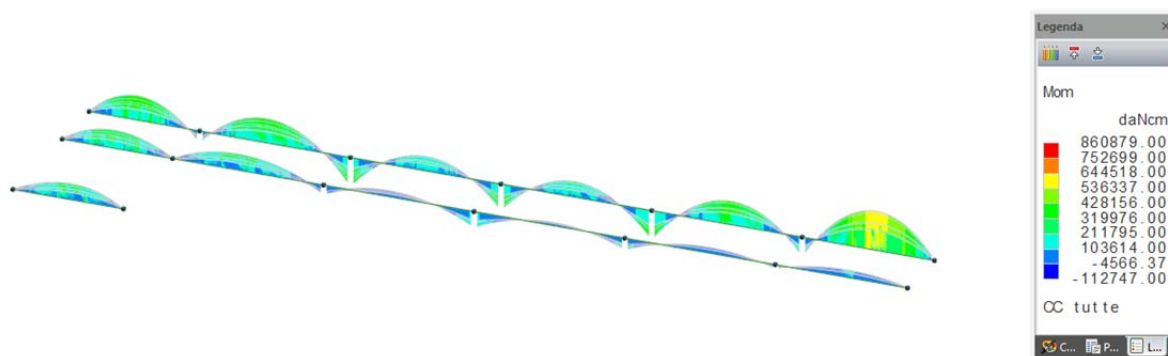


Figura 165: Connettivo C - Fondazioni - Inviluppo momento flettente

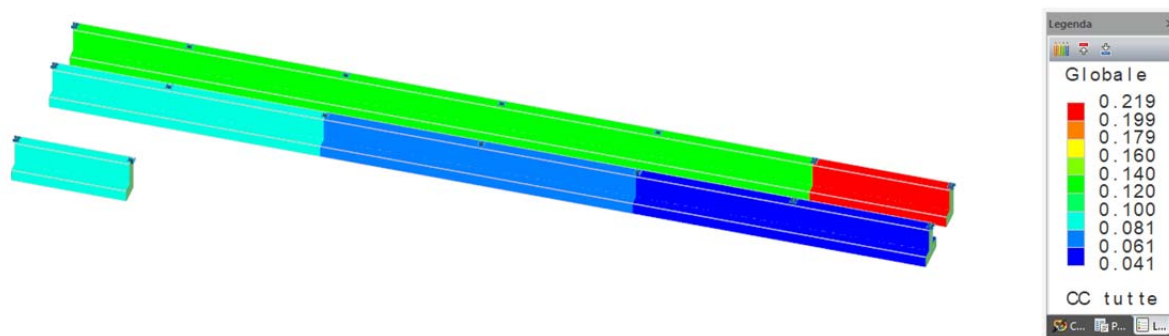


Figura 166: Connettivo C - Fondazioni - Tassi di sfruttamento aste in c.a.

## 5.5 Verifiche solai

I solai esistenti da mantenere in opera sono quelli di sottotetto e di copertura dell'edificio B e quello di calpestio dell'attuale locale mensa dell'edificio C. Gli ulteriori solai, di calpestio o di copertura, saranno oggetto di ricostruzione.

Per quanto concerne i solai dell'edificio B, è stata reperita documentazione originaria di progetto, dalla quale si evince che il solaio del sottotetto 14+2 e quello di copertura 18+2 siano stati progettati, secondo il metodo delle tensioni ammissibili, per un sovraccarico di 150 kg/mq; tale sovraccarico risulta conforme anche a quello attualmente previsto allo S.L.U. allo stato di progetto (quindi amplificato dei coefficienti di sicurezza), pertanto, dato che non sono presenti particolari lesioni o segni che possano far dubitare della durabilità di questi solai (umidità), questi saranno mantenuti in opera.

Per quanto concerne il corpo C, il solaio da mantenere in opera, secondo il Collaudo Statico, risulta calcolato per un sovraccarico di 400 kg/mq, superiore al carico attualmente previsto per i locali scolastici, ed è stato oggetto di una prova di carico al momento della costruzione per un carico di circa 500 kg/mq, superiore al sovraccarico attualmente previsto amplificato dei coefficienti di sicurezza allo S.L.U.. È stata inoltre eseguita, durante il servizio di indagini sui solai e controsoffitti del polo scolastico, un'ulteriore prova di carico su un solaio analogamente progettato dell'edificio C, come precedentemente riportato, che ha dato esito positivo. Il progetto prevede l'irrigidimento di tale solaio, mediante rimozione di parte del massetto-soletta e realizzazione di una soletta armata leggera con sistema Leca Centro Storico, di modo da ridurre i carichi permanenti agenti sul solaio.

Sulla base di quanto esposto i solai descritti sono idonei a rimanere in opera.

Per quanto concerne i solai di nuova realizzazione, si riportano le relative verifiche agli S.L.U. e agli S.L.E.. Per il solaio Predalles 4+16+4 dell'edificio C, nelle condizioni più gravose, le verifiche risultano soddisfatte.

L	<b>5700</b>	mm	
H	<b>240</b>	mm	
B	<b>1200</b>	mm	
b	<b>300</b>	mm	
s	<b>40</b>	mm	
c	<b>50</b>	mm	
d	190	mm	
G	<b>5.6</b>	kN/m <sup>2</sup>	
Q <sub>k</sub>	<b>3</b>	kN/m <sup>2</sup>	
Q <sub>SLU</sub>	11.78	kN/m <sup>2</sup>	
M <sub>SLU+</sub>	45.93	kNm	
y	18.49	mm	OK
A <sub>s</sub>	642.77	mm <sup>2</sup>	
A <sub>s,min</sub>	84.31	mm <sup>2</sup>	OK
2Φ12 a travetto	<b>679</b>	mm <sup>2</sup>	OK
M <sub>RD+</sub>	<b>54.16</b>	kNm	OK
y	<b>34.62</b>	mm	
y/d	0.18		OK
M <sub>SLU-</sub>	38.27	kNm	

2Φ12 a travetto	<b>679</b>	mm <sup>2</sup>	
M <sub>RD-</sub>	<b>54.16</b>	kNm	
y	<b>34.62</b>	mm	
y/d	0.18		OK

k	2.03		
Check	2.00		OK
ρ <sub>I</sub>	0.01		
v <sub>min</sub>	0.49	N/mm <sup>2</sup>	
V <sub>ED</sub>	40.29	kN	
V <sub>RD1</sub>	42.40	kN	
V <sub>RD2</sub>	28.21	kN	
V <sub>RD</sub>	42.40	kN	OK

Q <sub>SLEr</sub>	8.6	kN/m <sup>2</sup>	
M <sub>SLEr+</sub>	33.53	kNm	
Q <sub>SLEf</sub>	7.7	kN/m <sup>2</sup>	
M <sub>SLEf+</sub>	30.02	kNm	
Q <sub>SLEqp</sub>	7.4	kN/m <sup>2</sup>	
M <sub>SLEqp+</sub>	28.85	kNm	
y	<b>49.59</b>	mm	
J <sub>x</sub>	2.49E+08	mm <sup>4</sup>	
σ <sub>cSLEr</sub>	6.67	MPa	OK
σ <sub>cSLEqp</sub>	5.74	MPa	OK
σ <sub>sSLEr</sub>	283.25	MPa	OK
M <sub>SLEr-</sub>	27.94	kNm	
M <sub>SLEf-</sub>	25.02	kNm	
M <sub>SLEqp-</sub>	24.04	kNm	
y	84.60	mm	
J <sub>x</sub>	1.74E+08	mm <sup>4</sup>	
σ <sub>cSLEr</sub>	13.61	MPa	OK
σ <sub>cSLEqp</sub>	11.71	MPa	OK
σ <sub>sSLEr</sub>	254.33	MPa	OK

f	9.48	mm	OK
---	------	----	----



$\sigma_{sLEf}$	253.61	MPa	
$\sigma_{sLEqp}$	243.73	MPa	
$y$	79.15	mm	
$J_x$	3.71E+08	mm <sup>4</sup>	
$M_F$	9.84	kNm	
$\rho$	0.02		
$\epsilon_{smf}$	0.001143		
$S_{rm}$	151.86		
$w_{df}$	0.30	mm	OK
$\epsilon_{smf}$	0.001093		
$w_{df}$	0.28	mm	OK

Per il solaio dell'edificio B, nelle condizioni più gravose, le verifiche risultano soddisfatte.

L	<b>4100</b>	mm	
H	<b>150</b>	mm	
B	<b>1200</b>	mm	
b	<b>300</b>	mm	
s	<b>50</b>	mm	
c	<b>50</b>	mm	
d	100	mm	
G	<b>4.5</b>	kN/m <sup>2</sup>	
Q <sub>k</sub>	<b>3</b>	kN/m <sup>2</sup>	
Q <sub>SLU</sub>	10.35	kN/m <sup>2</sup>	
M <sub>SLU+</sub>	20.88	kNm	
$y$	16.43	mm	OK
A <sub>s</sub>	571.08	mm <sup>2</sup>	
A <sub>s,min</sub>	44.37	mm <sup>2</sup>	OK
2Φ12 a travetto	<b>679</b>	mm <sup>2</sup>	OK
M <sub>RD+</sub>	<b>24.46</b>	kNm	OK
$y$	<b>19.74</b>	mm	
$y/d$	0.20		OK
M <sub>SLU-</sub>	17.40	kNm	
2Φ12 a travetto	<b>679</b>	mm <sup>2</sup>	
M <sub>RD-</sub>	<b>26.42</b>	kNm	
$y$	<b>58.05</b>	mm	
$y/d$	0.58		OK

k	2.41		
Check	2.00		OK
$\rho_l$	0.02		
$v_{min}$	0.49	$N/mm^2$	
$V_{ED}$	25.46	kN	
$V_{RD1}$	27.64	kN	
$V_{RD2}$	14.85	kN	
$V_{RD}$	27.64	kN	OK
$Q_{SLEr}$	7.5	$kN/m^2$	
$M_{SLEr+}$	15.13	kNm	
$Q_{SLEf}$	6.6	$kN/m^2$	
$M_{SLEf+}$	13.31	kNm	
$Q_{SLEqp}$	6.3	$kN/m^2$	
$M_{SLEqp+}$	12.71	kNm	
y	<b>30.05</b>	mm	
$J_x$	63071365	$mm^4$	
$\sigma_{cSLEr}$	7.21	MPa	OK
$\sigma_{cSLEqp}$	6.05	MPa	OK
$\sigma_{sSLEr}$	251.68	MPa	OK
$M_{SLEr-}$	12.61	kNm	
$M_{SLEf-}$	11.09	kNm	
$M_{SLEqp-}$	10.59	kNm	
y	<b>60.07</b>	mm	
$J_x$	37914702	$mm^4$	
$\sigma_{cSLEr}$	<b>11.34</b>	MPa	OK
$\sigma_{cSLEqp}$	<b>5.97</b>	MPa	OK
$\sigma_{sSLEr}$	199.16	MPa	OK
f	8.75	mm	OK
$\sigma_{sSLEf}$	221.48	MPa	
$\sigma_{sSLEqp}$	211.42	MPa	
y	47.17	mm	
$J_x$	81103651	$mm^4$	
$M_F$	3.37	kNm	
$\rho$	0.02		
$\epsilon_{smf}$	0.001021		
$S_{rm}$	151.86		
$w_{df}$	0.26	mm	OK
$\epsilon_{smf}$	0.000971		
$w_{df}$	0.25	mm	OK

Si riportano infine di seguito tabelle di portata riguardo la lamiera grecata sp.10/10 con soletta collaborante, dalle quali si evince il rispetto dei carichi previsti da progetto.

SAND A55 P600

Tabelle di portata (daN/m²) Load tables (daN/sqm)

NEGATIVE

steel S250GD

Sp. Th.	Larghezza appoggio: 100 mm																	Support width: 100 mm			
	CAMPATA SINGOLA																	SINGLE SPAN			
mm	L=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	6,25
0,50	q=daN/m²	482	353	268	209	166	123	91	70	54											
0,60		663	482	369	284	203	150	112	86	70	54										
0,70		813	599	455	332	241	177	134	102	80	64										
0,80		979	717	546	385	278	203	155	118	91	75	59									
1,00		1321	968	706	492	353	262	198	155	118	96	75	59								
1,20		1685	1231	861	599	433	321	241	187	144	118	91	75	59							
1,50		2231	1637	1097	765	551	407	310	241	187	150	118	96	75	64						

Sp. Th.	Larghezza appoggio: 100 mm																	Support width: 100 mm			
	CAMPATA DOPPIA																	DOUBLE SPAN			
mm	L=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	6,25
0,50	q=daN/m²	385	297	237	193	160	132	116	99	83	72	61	55								
0,60		506	391	314	259	215	182	154	138	116	99	88	77	66	61	55					
0,70		627	490	391	319	264	226	193	171	143	127	110	94	83	72	66	55				
0,80		754	589	473	385	319	270	231	204	176	149	132	116	99	88	77	66	55			
1,00		1029	803	644	523	440	369	330	281	237	204	182	160	138	116	99	83	72	61		
1,20		1326	1029	825	677	561	473	418	358	303	264	231	204	171	143	121	99	88	72	61	
1,50		1788	1386	1111	908	754	627	561	473	407	352	308	264	220	182	154	132	110	94	83	

Sp. Th.	Larghezza appoggio: 100 mm																	Support width: 100 mm			
	CAMPATA MULTIPLA																	MULTIPLE SPAN			
mm	L=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	6,25
0,50	q=daN/m²	452	347	278	226	189	158	137	116	100	89	74	58								
0,60		583	457	368	299	252	215	184	163	137	110	89	68	58							
0,70		725	567	457	373	315	263	226	200	158	126	105	84	68	58						
0,80		877	683	551	452	378	320	273	231	184	147	121	95	79	68	53					
1,00		1197	935	751	614	515	436	383	299	236	189	152	126	100	84	68	58				
1,20		1538	1197	961	793	662	562	467	362	289	231	189	152	126	105	89	74	63	53		
1,50		2079	1617	1297	1066	893	756	593	462	368	294	236	194	163	131	110	95	79	68	58	

In azzurro i carichi limitati da freccia 1/200 L. Values in blue show load limited by vertical deflection 1/200 L.

Calcoli eseguiti in ottemperanza alla normativa EUROCODE 3 (EN 1993-1-3). Il carico riportato va inteso come valore caratteristico di portata, con coefficiente di combinazione applicato  $\gamma=1,5$ . I valori riportati in tabella sono da considerarsi come indicativi, è competenza del progettista procedere per i singoli casi di verifica al relativo calcolo. Calculations are made in accordance with EUROCODE 3 (EN 1993-1-3). The load reported shall be understood as the characteristic load value, with the coefficient of combination applied  $\gamma=1,5$ . The values shown in the table must be considered as indicative, the designer has the responsibility to proceed with the relative calculation in any individual cases.



## 5.6 Verifiche locali edificio B

### 5.6.1 Verifiche inghisaggi nuovi setti

I nuovi setti realizzati nella scuola materna sono vincolati in testa e al piede agli elementi portanti orizzontali esistenti mediante inghisaggi. Si è previsto di utilizzare inghisaggi tipo Wurth WIP-PE 500, di cui è sotto riportato un estratto della scheda tecnica contenente i valori precalcolati in condizioni sismiche.

#### Valori precalcolati

**Tabella 3: Valori precalcolati per un ancoraggio realizzato con ancorante chimico ad iniezione WIT-PE 500, con esigenze sismiche**

Esempi relativi alle classe di resistenza C20/25, buone condizioni d'aderenza, tensione di snervamento convenzionale dell'armatura di 500 N/mm<sup>2</sup> in fori realizzati per tutti i metodi di foratura.

Diametro barra	Diametro foro	Carico applicato sull'ancoraggio in condizioni sismiche	Lunghezza ancoraggio	Volume necessario	Carico applicato sull'ancoraggio in condizioni sismiche	Lunghezza ancoraggio	Volume necessario
mm	mm	daN	mm	ml	daN	mm	ml
		Tutte le $\alpha = 1$			Una delle $\alpha = 0,7$		
12	16 (14)	1696	196	21 (10)	2424	196	21 (10)
		2601	300	32	3221	260	27
		3642	420	44	3964	320	34
		4596	530	56	4831	390	41
		5655	652	69	5655	457	48
14	18	2309	228	28	3299	228	28
		3642	360	43	4335	300	36
		4957	490	59	5492	380	46
		6272	620	75	6503	450	54
		7697	761	92	7697	533	64
16	20	3016	261	35	4308	261	35
		4740	410	56	5615	340	46
		6474	560	76	7102	430	58
		8208	710	96	8588	520	71
		10053	870	118	10053	609	83
20	25	4712	326	69	6732	326	69
		7370	510	108	8877	430	91
		10116	700	148	11148	540	115
		12862	890	189	13419	650	138
		15708	1087	230	15708	761	161
25	32	7363	522	283	10519	522	283
		11561	820	445	13935	690	375
		15896	1130	613	17290	860	467
		20232	1430	776	20903	1040	565
		24544	1739	944	24544	1217	661
28	35	8243	456	172	11768	456	172
		13042	722	272	15690	608	229
		17847	988	372	19613	760	286
		22652	1254	472	23535	912	343
		27476	1521	572	27483	1065	400

In fase di verifica, a favore di sicurezza, sono stati utilizzati i valori di resistenza riportati nella colonna di sinistra, considerando tutti i valori di  $\alpha$  riportati nella Tab.8.2 contenuta nella EN 1992-1-1 pari 1.

Le verifiche sono state effettuate ripristinando i valori minimi di armatura necessari per soddisfare le verifiche dei setti riportate nel fascicolo dei calcoli, le quali risultano sempre inferiori o al più uguali a quelle effettivamente previste nel progetto.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate.

**Verifica inghisaggi orizzontali**

Per tutti i setti sono previsti, da progetto, ferri correnti orizzontali  $\Phi 10/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a taglio dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 8/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500 di profondità 20 [mm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi orizzontali di tutti i setti**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	8
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	19.67
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	65.56
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	16.96
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	84.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.77</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 1**

Per il setto 1 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 1**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 2**

Per il setto 2 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 2**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 3**

Per il setto 3 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/26$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm] (negli ulteriori fogli di calcolo è riportata la resistenza di un inghisaggio di 26, a favore di sicurezza, in questo caso si riporta l'interpolazione a 30 cm). Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 3**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	26
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	170.21
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	34.66
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	173.30
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		



**Verifica inghisaggi verticali setto 4**

Per il setto 4 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/15$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIT-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 10 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 4**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	15
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	295.04
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	34.66
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	10
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	346.60
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.85</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 5 e setto 6**

Per i setti 5 e 6, di analoga conformazione, sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIT-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setti 5 e 6**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 7**

Per il setto 7 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 7**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 8**

Per il setto 8 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 8**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 9**

Per il setto 9 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIT-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 9**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 10**

Per il setto 10 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/25$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIT-PE 500  $\Phi 16/15$  di profondità 30 [cm] aventi passo 15 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 10**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	25
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	177.02
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	15
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	201.07
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.88</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		



**Verifica inghisaggi verticali setto 11**

Per il setto 11 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 11**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 12**

Per il setto 12 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 12**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 13**

Per il setto 10 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/25$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/15$  di profondità 30 [cm] aventi passo 15 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 13**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	25
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	177.02
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	15
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	201.07
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.88</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 14**

Per il setto 14 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 14**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 15**

Per il setto 15 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 16/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/10$  di profondità 30 [cm] aventi passo 10 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 15**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	16
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	$f_{yd}$ [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	$NRd$ [kN]	78.68
Resistenza/ml di calcolo:	$NRd/m$ [kN]	262.25
Resistenza inghisaggio di calcolo:	$NRd, ingh.$ [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	10
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	$NRd, ingh/m$ [kN]	301.60
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.87</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**Verifica inghisaggi verticali setto 16**

Per il setto 16 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 16**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	$f_{yd}$ [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	$NRd$ [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	$NRd/m$ [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	$NRd, ingh.$ [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	$NRd, ingh/m$ [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		



### Verifica inghisaggi verticali setto 17

Per il setto 17 sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 16/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 16/25$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/10$  di profondità 30 [cm] aventi passo 10 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali setto 17**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	16
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	25
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	78.68
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	314.71
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	34.66
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	10
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	346.60
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.91</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

### 5.6.2 Verifiche inghisaggi travi

Per la verifica degli inghisaggi delle travi si è utilizzato il medesimo ancorante utilizzato per i setti. Si rimanda al relativo paragrafo per ulteriori chiarimenti.

### Verifica inghisaggi – travi 1 e 2 e cordoli 1 e 2

Per tutte le travi con presenza di inghisaggi le verifiche risultano soddisfatte con almeno 3 $\Phi 18$  superiori all'interfaccia di collegamento. Per quanto riguarda gli inghisaggi inferiori non si ha mai inversione del momento all'incastro di nessuna trave, per cui in tale zona agisce solo compressione, trasmessa quindi dal calcestruzzo. Si è sono quindi valutati i ferri necessari per il ripristino di tale resistenza, realizzabile con n°7 inghisaggi  $\Phi 20$  di profondità 33 cm superiori, e n°4 inghisaggi  $\Phi 16$  di profondità 30 cm inferiori. Si riportano di seguito le verifiche degli inghisaggi.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi travi e cordoli**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	18
Numero ferri	n° barre	3
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	99.57
Resistenza totale barre	N <sub>Rd,tot</sub> [kN]	298.72
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	47.12
Numero inghisaggi	n° inghisaggi	7
Resistenza totale inghisaggi	N <sub>Rd</sub> , ingh. Tot. [kN]	329.84
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.91</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

## 5.7 Verifiche locali edificio C

### 5.7.1 Verifiche inghisaggi nuovi setti

I nuovi setti realizzati nella scuola materna sono vincolati in testa e al piede agli elementi portanti orizzontali esistenti mediante inghisaggi. Si è previsto di utilizzare inghisaggi tipo Wurth WIP-PE 500, di cui è sotto riportato un estratto della scheda tecnica contenente i valori precalcolati in condizioni sismiche.

#### Valori precalcolati

**Tabella 3: Valori precalcolati per un ancoraggio realizzato con ancorante chimico ad iniezione WIT-PE 500, con esigenze sismiche**

Esempi relativi alle classe di resistenza C20/25, buone condizioni d'aderenza, tensione di snervamento convenzionale dell'armatura di 500 N/mm<sup>2</sup> in fori realizzati per tutti i metodi di foratura.

Diametro barra	Diametro foro	Carico applicato sull'ancoraggio in condizioni sismiche	Lunghezza ancoraggio	Volume necessario	Carico applicato sull'ancoraggio in condizioni sismiche	Lunghezza ancoraggio	Volume necessario
mm	mm	daN	mm	ml	daN	mm	ml
		Tutte le $\alpha = 1$			Una delle $\alpha = 0,7$		
12	16 (14)	1696	196	21 (10)	2424	196	21 (10)
		2601	300	32	3221	260	27
		3642	420	44	3964	320	34
		4596	530	56	4831	390	41
		5655	652	69	5655	457	48
14	18	2309	228	28	3299	228	28
		3642	360	43	4335	300	36
		4957	490	59	5492	380	46
		6272	620	75	6503	450	54
		7697	761	92	7697	533	64
16	20	3016	261	35	4308	261	35
		4740	410	56	5615	340	46
		6474	560	76	7102	430	58
		8208	710	96	8588	520	71
		10053	870	118	10053	609	83
20	25	4712	326	69	6732	326	69
		7370	510	108	8877	430	91
		10116	700	148	11148	540	115
		12862	890	189	13419	650	138
		15708	1087	230	15708	761	161
25	32	7363	522	283	10519	522	283
		11561	820	445	13935	690	375
		15896	1130	613	17290	860	467
		20232	1430	776	20903	1040	565
		24544	1739	944	24544	1217	661
28	35	8243	456	172	11768	456	172
		13042	722	272	15690	608	229
		17847	988	372	19613	760	286
		22652	1254	472	23535	912	343
		27476	1521	572	27483	1065	400

In fase di verifica, a favore di sicurezza, sono stati utilizzati i valori di resistenza riportati nella colonna di sinistra, considerando tutti i valori di  $\alpha$  riportati nella Tab.8.2 contenuta nella EN 1992-1-1 pari a 1. Le verifiche sono state effettuate ripristinando i valori minimi di armatura necessari per soddisfare le verifiche dei setti riportate nel fascicolo dei calcoli, le quali risultano sempre inferiori o al più uguali a quelle effettivamente previste nel progetto.

Per valori intermedi della profondità di ancoraggio da quelli riportati in tabella è possibile ricavare i relativi valori di resistenza mediante interpolazione lineare. Si riportano di seguito le verifiche effettuate.

### Verifica inghisaggi orizzontali - setti

Per tutti i setti sono previsti, da progetto, ferri correnti orizzontali  $\Phi 10/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a taglio dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 8/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500 di profondità 20 [mm] aventi passo 20 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi orizzontali di tutti i setti**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	8
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	19.67
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	65.56
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	16.96
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	84.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.77</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

### Verifica inghisaggi verticali - setti

Per tutti i setti, ad eccezione dei setti 3 e 4, sono previsti, da progetto, ferri verticali  $\Phi 12/20$ . Come riportato nel fascicolo dei calcoli le verifiche a pressoflessione e tensoflessione dei setti sono state effettuate, a favore di sicurezza, con armatura inferiore a quella di progetto, ossia  $\Phi 12/30$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $\Phi 16/20$  di profondità 30 [cm] aventi passo 20 [cm]. Per quanto riguarda i setti 3 e 4 essi sono stati verificati con in testa  $\Phi 12/18$ . Analogamente a quanto fatto per gli altri setti si è proceduto con il ripristinare tale resistenza con inghisaggi aventi le stesse caratteristiche degli altri setti, ma con passo di 12 [cm].

Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali di tutti i setti tranne 3 e 4**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	30
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	147.52
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	20
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	150.80
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi verticali di setti 3 e 4**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Passo ferri di calcolo:	p [cm]	18
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	44.26
Resistenza/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> /m [kN]	245.86
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh. [kN]	30.16
Passo inghisaggi:	p, ingh. [cm]	12
Resistenza inghisaggi/ml di calcolo:	N <sub>Rd</sub> , ingh/m [kN]	251.33
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		



## 5.7.2 Verifica inghisaggi pilastri

Per la verifica degli inghisaggi dei pilastri si è utilizzato il medesimo ancorante utilizzato per i setti. Si rimanda al relativo paragrafo per ulteriori chiarimenti.

### Verifica inghisaggi verticali – pilastro 2

Per il pilastro 2 sono previsti, da progetto, 8 ferri verticali  $\Phi 20$ . I ferri necessari per il soddisfacimento delle verifiche di resistenza sono però inferiori, sarebbero necessari  $8\Phi 12$ , come di seguito esplicitato nell'estratto del fascicolo dei calcoli del pilastro 2 armato con  $8\Phi 12$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500  $8\Phi 20$  di profondità 35 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti, oltre alle verifiche di resistenza del pilastro armato con  $8\Phi 12$  (la simbologia è la stessa utilizzata nel fascicolo dei calcoli, a cui si rimanda per ulteriori chiarimenti).

### Verifiche pilastro

#### Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
18R		40.00	40.00	3.90	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

#### Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	$\alpha$ <grad>	$\epsilon_s$	Sic.
1.50	20(e)	SLU	1	18	0.00	-115497.00	-767.12	-2309.95	-122.86	-2309.95	-298791.00	-10455.90	-10456.00	225.00	2.14	2.587
1.50	20(e)	SLU	1	18	0.00	-115497.00	-767.12	-2309.95	-122.86	-2309.95	-298791.00	-10455.90	-10456.00	225.00	2.14	2.587
3.00	20(e)	SLU	1	18	150.00	-114717.00	599.94	2294.35	59.41	2294.35	-298791.00	10451.40	10451.40	45.00	2.15	2.605
3.00	20(e)	SLU	2	18	0.00	-114717.00	599.94	2294.35	59.41	2294.35	-298791.00	10451.40	10451.40	45.00	2.15	2.605
3.00	20(e)	SLU	2	18	0.00	-114717.00	599.94	2294.35	59.41	2294.35	-298791.00	10451.40	10451.40	45.00	2.15	2.605
3.68	20(e)	SLU	2	18	68.00	-114364.00	1219.67	2287.28	142.03	2287.28	-298791.00	10449.30	10449.30	45.00	2.16	2.613
4.28	20(e)	SLU	3	18	0.00	-67632.50	-1770.68	-1770.68	-149.64	-1352.65	-298791.00	-10851.70	-8231.51	217.97	3.52	4.418
4.28	20(e)	SLU	3	18	0.00	-67632.50	-1770.68	-1770.68	-149.64	-1352.65	-298791.00	-10851.70	-8231.51	217.97	3.52	4.418
5.97	20(e)	SLU	3	18	169.00	-66753.70	485.05	1335.07	77.99	1335.07	-298791.00	9591.91	9591.91	45.00	3.49	4.476
5.97	20(e)	SLU	4	18	0.00	-66753.70	485.05	1335.07	77.99	1335.07	-298791.00	9591.91	9591.91	45.00	3.49	4.476
5.97	20(e)	SLU	4	18	0.00	-66753.70	485.05	1335.07	77.99	1335.07	-298791.00	9591.91	9591.91	45.00	3.49	4.476
7.00	20(e)	SLU	4	18	103.00	-66218.10	1859.85	1859.85	216.72	1324.36	-298791.00	11012.30	7913.52	36.56	3.59	4.512
7.60	19(e)	SLU	5	18	0.00	-25711.80	-353.00	-514.24	-193.48	-514.24	-298791.00	-7266.18	-7266.20	225.00	5.81	11.621
7.60	19(e)	SLU	5	18	0.00	-25711.80	-353.00	-514.24	-193.48	-514.24	-298791.00	-7266.18	-7266.20	225.00	5.81	11.621
9.65	19(e)	SLU	5	18	205.00	-24645.80	-544.85	-544.85	5.60	492.92	-298791.00	-7514.09	6857.96	137.81	5.91	12.123
9.65	19(e)	SLU	6	18	0.00	-24645.80	-544.85	-544.85	5.60	492.92	-298791.00	-7514.09	6857.96	137.81	5.91	12.123
10.15	19(e)	SLU	6	18	50.00	-24385.80	-591.64	-591.64	54.15	487.72	-298791.00	-7695.43	6554.07	140.62	6.01	12.253
10.15	19(e)	SLU	7	18	0.00	-24385.80	-591.64	-591.64	54.15	487.72	-298791.00	-7695.44	6553.99	140.62	6.01	12.253
10.40	19(e)	SLU	7	18	25.00	-24255.80	-615.04	-615.04	78.43	485.12	-298791.00	-7882.09	6249.35	143.44	6.11	12.318

#### Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br <sub>y</sub>	Br <sub>z</sub>	CC	TCC	bw <sub>y</sub> <m>	d <sub>ry</sub> <cm>	Vsdu <sub>y</sub> <daN>	ctgθ <sub>y</sub>	VRsd <sub>y</sub> <daN>	VRcd <sub>y</sub> <daN>	Vrd <sub>y</sub> <daN>	bw <sub>z</sub> <m>	d <sub>rz</sub> <cm>	Vsdu <sub>z</sub> <daN>	ctgθ <sub>z</sub>	VRsd <sub>z</sub> <daN>	VRcd <sub>z</sub> <daN>	Vrd <sub>z</sub> <daN>	Sic.
1.50	1.95	ø8/10	2	2	20	SLU	0.40	0.36	121.51	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	0.40	0.36	911.37	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	34.574
1.95	2.55	ø8/15	2	2	20	SLU	0.40	0.36	121.51	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	0.40	0.36	911.37	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	23.049
2.55	3.00	ø8/10	2	2	20	SLU	0.40	0.36	121.51	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	0.40	0.36	911.37	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	34.574
3.00	3.68	ø8/15	2	2	20	SLU	0.40	0.36	121.51	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	0.40	0.36	911.37	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	23.049
4.28	4.73	ø8/10	2	2	20	SLU	0.40	0.36	134.69	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	0.40	0.36	1334.75	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	23.607
4.73	5.52	ø8/15	2	2	20	SLU	0.40	0.36	134.69	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	0.40	0.36	1334.75	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	15.738
5.52	5.97	ø8/10	2	2	20	SLU	0.40	0.36	134.69	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	0.40	0.36	1334.75	2.50	31509.90	45468.30	31509.90	23.607
5.97	7.00	ø8/15	2	2	20	SLU	0.40	0.36	134.69	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	0.40	0.36	1334.75	2.50	21006.60	45468.30	21006.60	15.738
7.00	8.07	ø8/10	2	2	19	SLU	0.40	0.36	97.11	2.50	31509.90	39925.50	31509.90	0.40	0.36	93.59	2.50	31509.90	39925.50	31509.90	>100
7.60	8.07	ø8/10	2	2	20	SLU	0.40	0.36	98.83	2.50	31509.90	39554.90	31509.90	0.40	0.36	25.77	2.50	31509.90	39554.90	31509.90	>100
8.07	9.93	ø8/15	2	2	19	SLU	0.40	0.36	97.11	2.50	21006.60	39892.00	21006.60	0.40	0.36	93.59	2.50	21006.60	39892.00	21006.60	>100
8.07	9.93	ø8/15	2	2	20	SLU	0.40	0.36	98.83	2.50	21006.60	39521.40	21006.60	0.40	0.36	25.77	2.50	21006.60	39521.40	21006.60	>100
9.93	10.40	ø8/10	2	2	19	SLU	0.40	0.36	97.11	2.50	31509.90	39757.90	31509.90	0.40	0.36	93.59	2.50	31509.90	39757.90	31509.90	>100
9.93	10.40	ø8/10	2	2	20	SLU	0.40	0.36	98.83	2.50	31509.90	39387.30	31509.90	0.40	0.36	25.77	2.50	31509.90	39387.30	31509.90	>100

ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500

VERIFICA: Inghisaggi pilastro 2

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Numero ferri	n° barre	8
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	NR <sub>d</sub> [kN]	44.26
Resistenza totale barre	NR <sub>d,tot</sub> [kN]	354.04
Resistenza inghisaggio di calcolo:	NR <sub>d, ingh.</sub> [kN]	47.12
Numero inghisaggi	n° inghisaggi	8
Resistenza totale inghisaggi	NR <sub>d, ingh. Tot.</sub> [kN]	376.96
TASSO DI SFRUTTAMENTO		0.94
VERIFICA SODDISFATTA		

### 5.7.3 Verifiche inghisaggi travi

Per la verifica degli inghisaggi delle travi si è utilizzato il medesimo ancorante utilizzato per i setti. Si rimanda al relativo paragrafo per ulteriori chiarimenti.

#### Verifica inghisaggi – travi 14, 17, 26 e 27

Per le travi identificate negli elaborati grafici con i numeri 14, 17, 26 e 27 sono previsti, da progetto, 4+4 ferri longitudinali  $\Phi 16$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare tale resistenza mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500 4+4 $\Phi 20$  di profondità 40 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti. In tale caso è stato considerato l'effetto del confinamento dovuto alla presenza di armatura nel pilastro in cui la trave è inghisata. Si sottolinea come la presenza delle staffe nel pilastro esistente e la geometria dell'inghisaggio previsto porterebbe le sollecitazioni ad agire lato acciaio e non lato calcestruzzo, per cui la verifica si può considerare comunque svolta a favore di sicurezza.

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi travi 16, 17, 26 e 27**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	16
Numero ferri	n° barre	4
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	N <sub>Rd</sub> [kN]	78.68
Resistenza totale barre	N <sub>Rd,tot</sub> [kN]	314.71
Resistenza inghisaggio di calcolo:	N <sub>Rd, ingh.</sub> [kN]	82.60123
Numero inghisaggi	n° inghisaggi	4
Resistenza totale inghisaggi	N <sub>Rd, ingh. Tot.</sub> [kN]	330.40
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.95</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

#### Verifica inghisaggi – trave 1

Per la trave identificata negli elaborati grafici con il numero 1 sono previsti, da progetto, 3+3 ferri longitudinali  $\Phi 16$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare la minima resistenza tale da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza della trave sopracitata (sono necessari 2+2 $\Phi 12$ ) mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500 3+3 $\Phi 16$  di profondità 30 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti, oltre alle verifiche di resistenza della trave armata con 2+2 $\Phi 12$  (la simbologia è la stessa utilizzata nel fascicolo dei calcoli, a cui si rimanda per ulteriori chiarimenti).

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
31R		30.00	40.00	4.10	4.10	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione**

Xg <m>	CC	TCC	E1	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.10	20	SLU	1	10.00	2.26	2.26	2.26	2.26	-1150.20	-3171.53	2.757
1.96	20	SLU	1	196.20	2.26	2.26	2.26	2.26	1770.14	3171.53	1.792
4.75	20	SLU	1	475.50	2.26	2.26	2.26	2.26	-2900.18	-3171.53	1.094

**Stato limite ultimo - Verifiche a taglio**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
20 SLU	0.10	0.50	0.40	ø8/ 5 2 br.	20.11	0.30	2701.17	1.46	37173.60	37173.60	37173.60	13.762
20 SLU	0.50	4.35	3.85	ø8/10 2 br.	10.05	0.30	2924.19	2.30	29197.40	29197.40	29197.40	9.985
20 SLU	4.35	4.75	0.40	ø8/ 5 2 br.	20.11	0.30	3453.02	1.46	37173.60	37173.60	37173.60	10.766

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi trave 1**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	12
Numero ferri	n° barre	2
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	NR <sub>d</sub> [kN]	44.26
Resistenza totale barre	NR <sub>d,tot</sub> [kN]	88.51
Resistenza inghisaggio di calcolo:	NR <sub>d, ingh.</sub> [kN]	30.16
Numero inghisaggi	n° inghisaggi	3
Resistenza totale inghisaggi	NR <sub>d, ingh. Tot.</sub> [kN]	90.48
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.98</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

### Verifica inghisaggi – trave 3

Per la trave identificata negli elaborati grafici con il numero 2 sono previsti, da progetto, 3+3 ferri longitudinali Ø16. Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare la minima resistenza tale da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza della trave sopracitata (sono necessari 2+2Ø8) mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500 3+3Ø16 di profondità 30 [cm]. Si riporta di seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti, oltre alle verifiche di resistenza della trave armata con 2+2Ø10 (la simbologia è la stessa utilizzata nel fascicolo dei calcoli, a cui si rimanda per ulteriori chiarimenti).

#### Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cl <sub>s</sub>	F <sub>ck</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	F <sub>ctk</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	F <sub>cd</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	F <sub>ctd</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	T <sub>p</sub>	F <sub>yk</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	F <sub>yd</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >
30R		20.00	24.00	4.10	4.10	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

#### Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

X <sub>g</sub> <m>	CC	TCC	El	X <cm>	A <sub>fE S</sub> <cm <sup>2</sup> >	A <sub>fE I</sub> <cm <sup>2</sup> >	A <sub>fEP S</sub> <cm <sup>2</sup> >	A <sub>fEP I</sub> <cm <sup>2</sup> >	M <sub>y</sub> <daNm>	M <sub>Rdy</sub> <daNm>	Sic.
0.009	SLV	1	193.33	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	901.37	1211.02	1.344
1.639	SLV	1	30.00	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	-1122.62	-1211.02	1.079

#### Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

CC	X <sub>0</sub> <m>	X <sub>1</sub> <m>	Lung. <m>	Staff.	A <sub>fE St.</sub> <cm <sup>2</sup> /m>	b <sub>w</sub> <m>	V <sub>sdu</sub> <daN>	ctgθ	V <sub>Rsd</sub> <daN>	V <sub>Rcd</sub> <daN>	V <sub>rd</sub> <daN>	Sic.
1 SLV	0.00	0.24	0.24	ø8/ 4 2 br.	25.13	0.20	1289.85	1.00	17613.70	14741.40	14741.40	11.429
9 SLV	0.24	1.39	1.15	ø8/10 2 br.	10.05	0.20	1423.07	1.78	12573.10	12573.10	12573.10	8.835
9 SLV	1.39	1.63	0.24	ø8/ 4 2 br.	25.13	0.20	1520.51	1.00	17613.70	14741.40	14741.40	9.695

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

**VERIFICA: Inghisaggi trave 3**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	10
Numero ferri	n° barre	2
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	NR <sub>d</sub> [kN]	30.73
Resistenza totale barre	NR <sub>d,tot</sub> [kN]	61.47
Resistenza inghisaggio di calcolo:	NR <sub>d, ingh.</sub> [kN]	30.16
Numero inghisaggi	n° inghisaggi	3
Resistenza totale inghisaggi	NR <sub>d, ingh. Tot.</sub> [kN]	90.48
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.68</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		



## Verifica inghisaggi – trave 4

Per la trave identificata negli elaborati grafici con il numero 4 sono previsti, da progetto, 4+4 ferri longitudinali  $\Phi 16$ . Per la verifica degli inghisaggi si prevede di ripristinare la minima resistenza tale da rendere soddisfatte le verifiche di resistenza della trave sopracitata (sono necessari 2+2 $\Phi 16$ ) mediante l'inserimento di ancoranti chimici tipo Wurth WIP-PE 500 4+4 $\Phi 20$  di profondità 35 [cm]. Si riporta in seguito la verifica degli inghisaggi sopra descritti, oltre alle verifiche di resistenza della trave armata con 2+2 $\Phi 16$  (la simbologia è la stessa utilizzata nel fascicolo dei calcoli, a cui si rimanda per ulteriori chiarimenti).

### Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	TP	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
32	R	40.00	50.00	4.10	4.10	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

### Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.20	20	SLU	1	20.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-5622.94	-7078.57	1.259
2.32	20	SLU	1	232.04	4.02	4.02	4.02	4.02	5425.71	7078.57	1.305
5.10	20	SLU	1	510.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-5621.27	-7078.57	1.259

### Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	Afe St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
20 SLU	0.20	0.70	0.50	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	8616.31	2.50	40626.50	46898.70	40626.50	4.715
20 SLU	0.70	4.60	3.90	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	6857.93	2.50	40626.50	46898.70	40626.50	5.924
20 SLU	4.60	5.10	0.50	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	8615.63	2.50	40626.50	46898.70	40626.50	4.715

**ANCORANTE: Wurth WIT-PE 500**

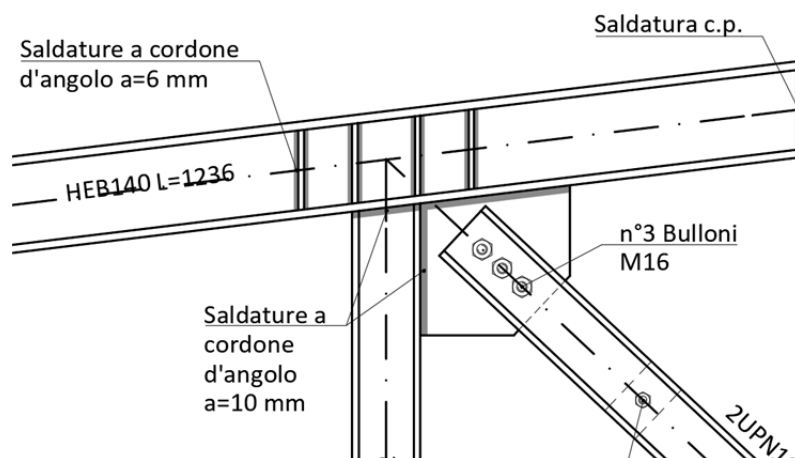
**VERIFICA: Inghisaggi trave 4**

Diametro ferri di calcolo:	d [mm]	16
Numero ferri	n° barre	2
Resistenza acciaio di calcolo:	f <sub>yd</sub> [MPa]	391.3043
Resistenza barra di calcolo:	NR <sub>d</sub> [kN]	78.68
Resistenza totale barre	NR <sub>d,tot</sub> [kN]	157.35
Resistenza inghisaggio di calcolo:	NR <sub>d</sub> , ingh. [kN]	47.12
Numero inghisaggi	n° inghisaggi	4
Resistenza totale inghisaggi	NR <sub>d</sub> , ingh. Tot. [kN]	188.48
<b>TASSO DI SFRUTTAMENTO</b>		<b>0.83</b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		

## 5.7.4 Verifiche collegamenti bullonati copertura in acciaio

### Verifica giunto diagonale bullonato

Il nodo oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è soggetto ad una trazione massima di 90 [kN], a favore di sicurezza è stato considerato uno sforzo maggiorato, pari a 120 [kN]. Il collegamento è realizzato con una piastra di spessore 10 [mm] e n°3 bulloni M16. È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

#### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

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

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,663
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000
-----------------------------	-------

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	40000
$F_{t,Ed}$ (N)	0

#### Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	16
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	201
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	157

Tipo di unione	
	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	30	20,4	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2$ (mm)	40	20,4	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1$ (mm)	40	37,4	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2$ (mm)	60	40,8	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0$ (mm)	17
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

$\alpha_{MIN}$	0,534
$k_{MIN}$	2,500

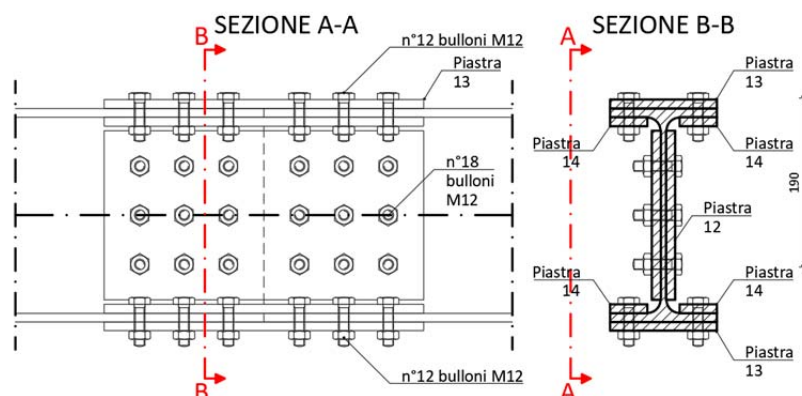
$F_{b,Rd}$ (N)	73522
----------------	-------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0,544
-----------------------------	-------

Le verifiche sono soddisfatte.

## Verifica giunto continuità IPE200

Il nodo oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è stato dimensionato, a favore di sicurezza, considerando come agenti il massimo momento flettente, il massimo taglio ed il massimo sforzo normale agente sull'intera asta. Le sollecitazioni considerate in fase di verifica sono le seguenti:

- $N_{Ed} = 540.00 \text{ [kN]}$ ;
- $M_{Ed} = 14.00 \text{ [kNm]}$ ;
- $V_{Ed} = 11.00 \text{ [kN]}$ .

È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

### Verifica bulloni flangia

#### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

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

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0,596$$

$F_{v,Rd} \text{ (N)}$	32256
$F_{t,Rd} \text{ (N)}$	48384

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0,000$$

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed} \text{ (N)}$	19232,37054
$F_{t,Ed} \text{ (N)}$	0

#### Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	12
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	640
$f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	800
$A_n \text{ (mm}^2\text{)}$	113
$A_{res} \text{ (mm}^2\text{)}$	84

Tipo di unione	
<input checked="" type="radio"/>	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1 \text{ (mm)}$	17,6	15,6	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2 \text{ (mm)}$	30	15,6	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1 \text{ (mm)}$	40	28,6	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2 \text{ (mm)}$	60	31,2	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni di bordo \_L\_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni interni \_L\_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0 \text{ (mm)}$	13
$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	430

$\alpha_{MIN}$	0,451
$k_{MIN}$	2,500

$F_{b,Rd} \text{ (N)}$	46572
------------------------	-------

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = 0,413$$

Le verifiche sono soddisfatte.



# Verifica bulloni anima

## Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,418
--	-------

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	13468,25397
$F_{t,Ed}$ (N)	0




$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000
-----------------------------	-------

## Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_k \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	12
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	113
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	84

Tipo di unione	
	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	20	15,6	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2$ (mm)	20	15,6	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1$ (mm)	30	28,6	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2$ (mm)	40	31,2	$\leq p_2 \leq$	140

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0$ (mm)	13
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

$\alpha = \min \{e_p/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_p/(3d_0)-0,25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni di bordo \_L\_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni interni \_L\_ al carico applicato

$\alpha_{MN}$	0,513
$k_{MN}$	2,500

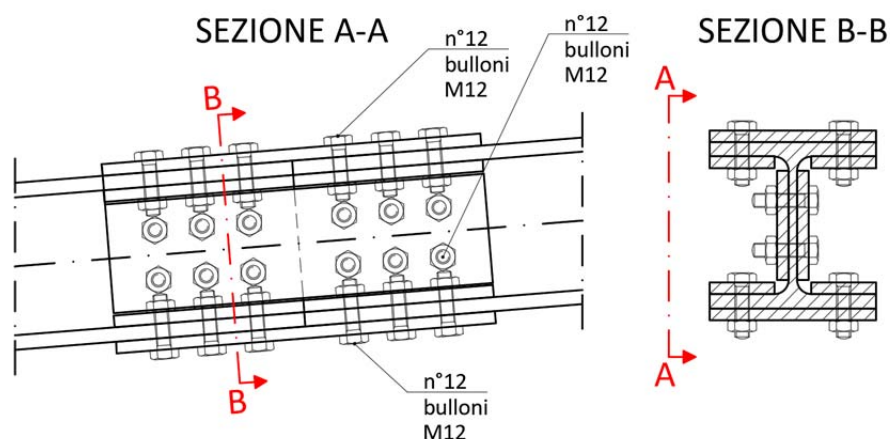
$F_{b,Rd}$ (N)	52923
----------------	-------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0,254
-----------------------------	-------

Le verifiche sono soddisfatte.

## Verifica giunto continuità HEA140

Il nodo oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è stato dimensionato, a favore di sicurezza, considerando come agenti il massimo momento flettente, il massimo taglio ed il massimo sforzo normale agente sull'intera asta. Le sollecitazioni considerate in fase di verifica sono le seguenti:

- $N_{Ed} = 550.00 \text{ [kN]}$ ;
- $M_{Ed} = 6.00 \text{ [kNm]}$ ;
- $V_{Ed} = 7.00 \text{ [kN]}$ .

È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

Verifica bulloni flangia

### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	<b>0,607</b>
--	--------------

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed} \text{ (N)}$	19588,12261
$F_{t,Ed} \text{ (N)}$	0

$F_{v,Rd} \text{ (N)}$	32256
$F_{t,Rd} \text{ (N)}$	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	<b>0,000</b>
-----------------------------	--------------

### Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	12
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	640
$f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	800
$A_n \text{ (mm}^2\text{)}$	113
$A_{res} \text{ (mm}^2\text{)}$	84

Tipo di unione	
<input checked="" type="radio"/>	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1 \text{ (mm)}$	17,6	15,6	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2 \text{ (mm)}$	30	15,6	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1 \text{ (mm)}$	40	28,6	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2 \text{ (mm)}$	60	31,2	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25; f_{tb}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0 \text{ (mm)}$	13
$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	430

$\alpha_{MIN}$	0,451
$k_{MIN}$	2,500

$F_{b,Rd} \text{ (N)}$	46572
------------------------	-------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	<b>0,421</b>
-----------------------------	--------------

Le verifiche sono soddisfatte

# Verifica bulloni anima

## Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0,492$$

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	15861,11111
$F_{t,Ed}$ (N)	0




$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000
-----------------------------	-------

## Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_k \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	12
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	113
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	84

Tipo di unione	
	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	20	15,6	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2$ (mm)	20	15,6	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1$ (mm)	30	28,6	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2$ (mm)	40	31,2	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_k; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25; f_{tb}/f_k; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0$ (mm)	13
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

$\alpha_{MN}$	0,513
$k_{MN}$	2,500

$F_{b,Rd}$ (N)	52923
----------------	-------

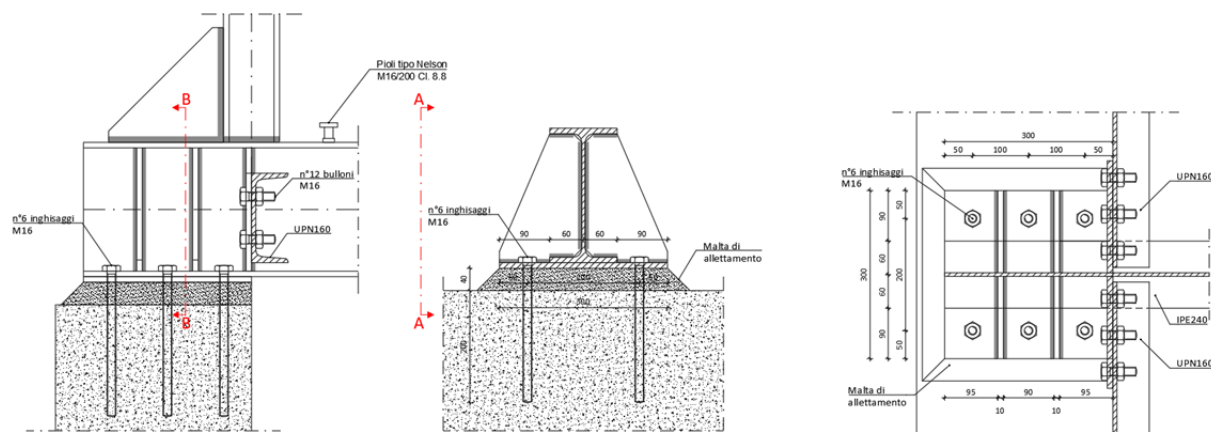
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = 0,300$$

Le verifiche sono soddisfatte.



## Verifica collegamento appoggio trave reticolare

Il collegamento oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è stato dimensionato in funzione dell'azione sismica che esso deve trasferire agli elementi sismoresistenti. Per calcolare tale azione è stata valutata la massa associata a ciascuna trave reticolare (combinazione sismica), e ricavato, mediante analisi statica lineare equivalente, il taglio che deve poter trasmettere il collegamento alla struttura principale in cemento armato. A favore di sicurezza tale valore di accelerazione è stato valutato in condizioni elastiche (fattore di comportamento unitario) e considerando un periodo  $T_1$  compreso tra  $T_B$  e  $T_C$  in modo da massimizzare l'ordinata spettrale con cui calcolare il taglio. A favore di sicurezza è stata trascurata la capacità di trasferimento del taglio sismico offerta dalle barre di armatura inghisate nelle travi esistenti, affidando tale compito al solo collegamento.

La massa associata a ciascuna trave reticolare è pari a circa 30000 [kg].

Con riferimento al §7.3.3.2 delle NTC2018 si è ricavata la forza equivalente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} = (0.66 \cdot 30000) = 19800 [kg] \cong 198.00 [kN]$$

Tale forza va divisa per 2 per ottenere il taglio agente sul singolo collegamento di appoggio. Si ottiene quindi uno sforzo pari a 99 [kN].

Il collegamento è realizzato con n°6 ancoranti Wurth WIT-PE 500 o di analoghe caratteristiche di resistenza. Si riporta in seguito un estratto della scheda tecnica contenente i valori di resistenza considerati in fase di verifica.

<b>Ancoranti con barre filettate in acciaio zincato classe 8.8</b>									
<b>Categoria Sismica</b>		<b>C1</b>						<b>C2</b>	
<b>Misura della barra</b>		<b>M12</b>	<b>M16</b>	<b>M20</b>	<b>M24</b>	<b>M27</b>	<b>M30</b>	<b>M12</b>	<b>M16</b>
Trazione [kN]	$N_{Rk}$	29,4	38,9	60,9	87,0	111,9	135,8	9,9	13,8
	$N_{Rd}$	16,3	21,6	29,0	41,4	53,3	64,6	5,5	7,7
Taglio [kN]	$V_{Rk}$	15,0	27,5	42,5	55,5	72,5	88,5	13,5	25,0
	$V_{Rd}$	12,0	22,0	34,0	44,4	58,0	70,8	10,8	20,0

Su ciascun ancorante agisce uno sforzo di taglio pari a:

$$V_{Ed} = 99/6 = 16.5 [kN].$$

Essendo  $V_{Rd} = 20.0 [kN]$  la verifica è soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica della piastra di collegamento.

**Verifica di resistenza con formula 4.2.65**

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

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.274$$

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0.000$$

**Verifica a ribollamento con formula 4.2.61**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_k \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	16500
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
$\gamma_{M2}$	1.25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	201
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	157

Tipo di unione	
<input checked="" type="radio"/>	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	30	20.4	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2$ (mm)	30	20.4	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1$ (mm)	40	37.4	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2$ (mm)	50	40.8	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_k; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0.25; f_{tb}/f_k; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2.8e_2/d_0-1.7; 2.5\}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{1.4p_2/d_0-1.7; 2.5\}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1.25
$d_0$ (mm)	17
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

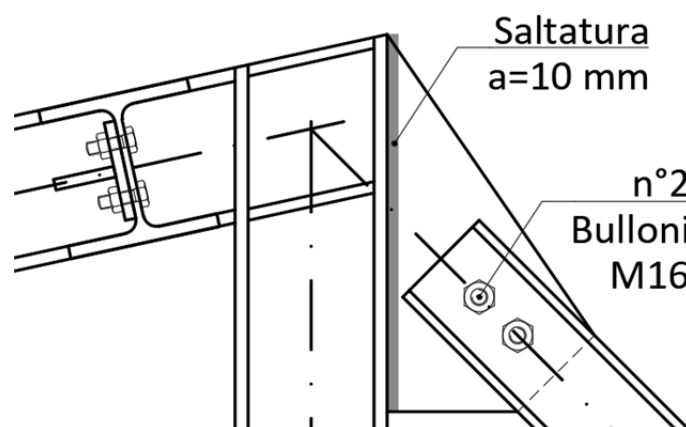
$\alpha_{MN}$	0.534
$k_{MN}$	2.418
$F_{b,Rd}$ (N)	71100

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.232$$

Le verifiche sono soddisfatte.

## Verifica tirante sbalzo

Il nodo oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è soggetto ad una trazione massima di 65 [kN]. Il collegamento è realizzato con una piastra di spessore 10 [mm] e n°2 bulloni M16. È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,531
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000
-----------------------------	-------

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	32000
$F_{t,Ed}$ (N)	0

### Verifica a riollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	16
$\gamma_{M2}$	1,25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	201
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	157

Tipo di unione	
<input checked="" type="radio"/>	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	30	20,4	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2$ (mm)	30	20,4	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1$ (mm)	40	37,4	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2$ (mm)	50	40,8	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tk}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25; f_{tk}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni di bordo ⊥ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7; 2,5\}$  per bulloni interni ⊥ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1,25
$d_0$ (mm)	17
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

$\alpha_{MN}$	0,534
$k_{MN}$	2,418

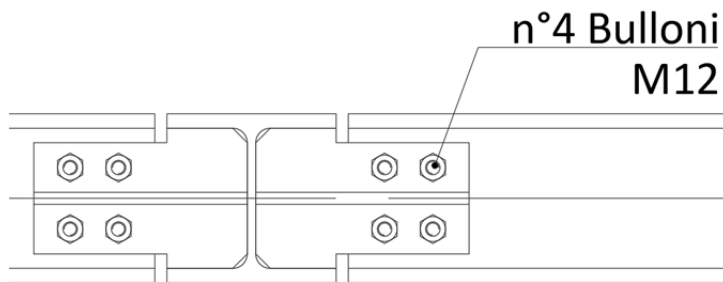
$F_{b,Rd}$ (N)	71100
----------------	-------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0,450
-----------------------------	-------

Le verifiche sono soddisfatte.

## Verifica nodo gronda HEB140

Il nodo oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è soggetto ad un taglio massimo di 9.00 [kN].

Il collegamento è realizzato con una piastra di spessore 10 [mm] e n°4 bulloni M12.

È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.070
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	32256
$F_{t,Rd}$ (N)	48384

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	2250
$F_{t,Ed}$ (N)	0

### Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	12
$\gamma_{M2}$	1.25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	113
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	84

Tipo di unione	
	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	30	15.6	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2$ (mm)	30	15.6	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1$ (mm)	40	28.6	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2$ (mm)	50	31.2	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tk}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0.25; f_{tk}/f_{tk}; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2.8e_2/d_0-1.7; 2.5\}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{1.4p_2/d_0-1.7; 2.5\}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1.25
$d_0$ (mm)	13
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

$\alpha_{MN}$	0.769
$k_{MN}$	2.500

$F_{b,Rd}$ (N)	79385
----------------	-------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0.028
-----------------------------	-------

Le verifiche sono soddisfatte.

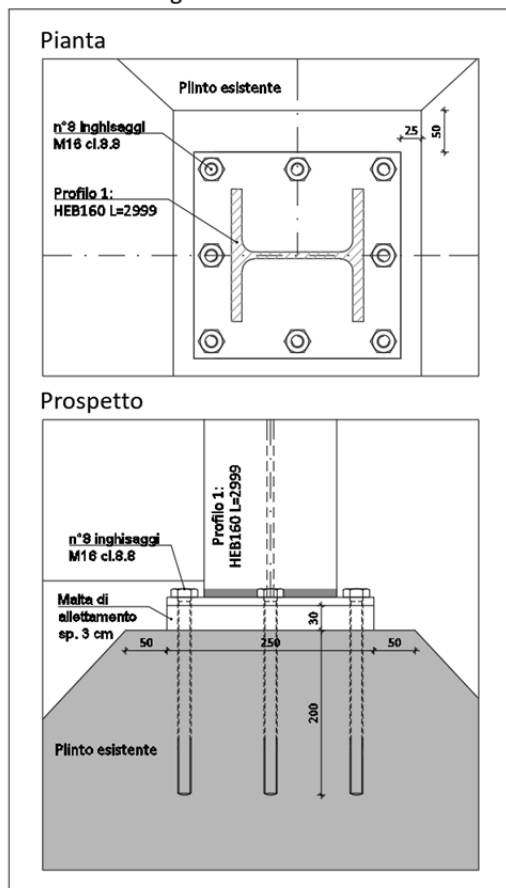


## 5.8 Verifiche locali connettivo

### Verifica Inghisaggi base pilastro connettivo A

Nel caso dei pilastri appartenente ai telai denominati T-A1 e T-A2 negli elaborati grafici il collegamento al piede è realizzato mediante n°8 inghisaggi M16 con ancorante chimico Wurth WIP-PE 500 di profondità 200 [mm]. Il collegamento oggetto di verifica è rappresentato nella figura sottostante.

Particolari collegamento base telaio T-A2



Si riporta un estratto della scheda tecnica dell'ancorante utilizzato.

Ancoranti con barre filettate in acciaio zincato classe 8.8									
Categoria Sismica		C1						C2	
Misura della barra		M12	M16	M20	M24	M27	M30	M12	M16
Trazione [kN]	$N_{Rk}$	29,4	38,9	60,9	87,0	111,9	135,8	9,9	13,8
	$N_{Rd}$	16,3	21,6	29,0	41,4	53,3	64,6	5,5	7,7
Taglio [kN]	$V_{Rk}$	15,0	27,5	42,5	55,5	72,5	88,5	13,5	25,0
	$V_{Rd}$	12,0	22,0	34,0	44,4	58,0	70,8	10,8	20,0

Gli sforzi massimi sui bulloni sono i seguenti, ricavati dal modello di calcolo realizzato:

- $F_{v,Ed} = 0.22$  [kN];
- $F_{t,Ed} = 5.04$  [kN];

Essendo le sollecitazioni di calcolo inferiori alle relative resistenze le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica nodo controventi

Si rimanda agli elaborati grafici per il dettaglio dei nodi, terminali o intermedi, dei controventi del Connettivo B. Tale collegamento è soggetto ad un sforzo normale massimo di 144.74 [kN]. Il collegamento è realizzato con una piastra di spessore 10 [mm] e n°4 bulloni M16. È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

#### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.600$$

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432




$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.000
-----------------------------	-------

#### Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_k \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	36185
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
$\gamma_{M2}$	1.25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	201
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	157

Tipo di unione	
	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	30	20.4	$\leq e_1 \leq$	80
$e_2$ (mm)	30	20.4	$\leq e_2 \leq$	80
$p_1$ (mm)	40	37.4	$\leq p_1 \leq$	140
$p_2$ (mm)	50	40.8	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_k; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0.25; f_{tb}/f_k; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2.8e_2/d_0-1.7; 2.5\}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{1.4p_2/d_0-1.7; 2.5\}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1.25
$d_0$ (mm)	17
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

$\alpha_{MN}$	0.534
$k_{MN}$	2.418

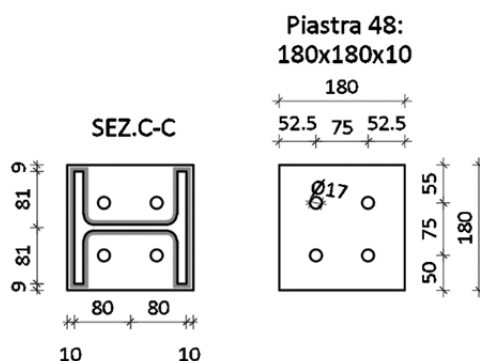
$F_{b,Rd}$ (N)	71100
----------------	-------

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.509$$

Le verifiche sono soddisfatte.

## Verifica testa pilastri connettivo B

Il nodo oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è soggetto ad un momento flettente massimo di circa 10 [kNm] e da un taglio massimo di circa 15 [kN]. A favore di sicurezza è stato considerato come nullo il contributo benefico dovuto allo sforzo normale di compressione agente sul collegamento.

Il collegamento è realizzato con una piastra di spessore 10 [mm] e n°4 bulloni M16, a distanza minima 75 [mm].

È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

### Verifica di resistenza con formula 4.2.65




$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0.587
--	-------

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.735
-----------------------------	-------

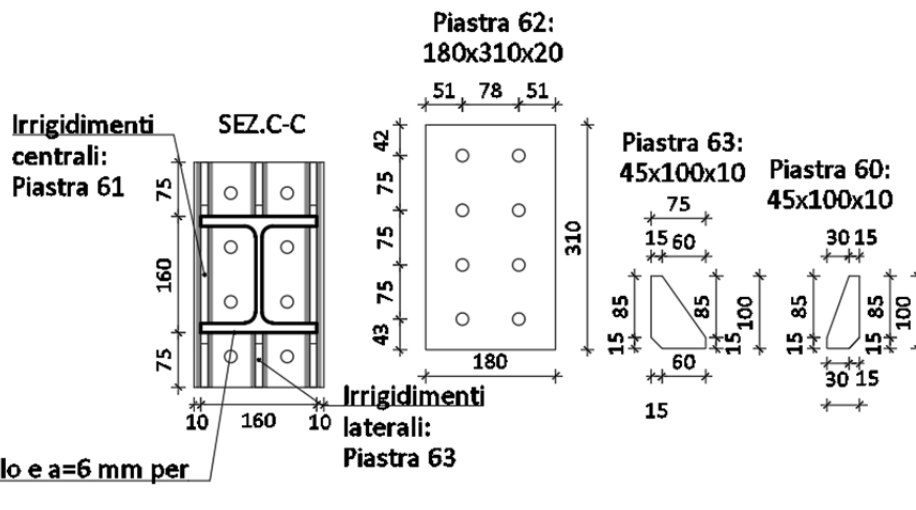
### Verifica a ribollamento con formula 4.2.61

Sollecitazioni		$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1$ con $F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_k \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$			
$F_{v,Ed}$ (N)	3750				
$F_{t,Ed}$ (N)	66500				
		Tipo di unione			
			Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali		
			Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali		
			Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)		
Bulloni					
Classe	8.8	$e_1$ (mm)	30		
d (mm)	16	$e_2$ (mm)	30		
$\gamma_{M2}$	1.25	$p_1$ (mm)	40		
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640	$p_2$ (mm)	50		
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800				
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	201				
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	157				
		$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_k ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato			
		$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_k ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato			
		$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo $\perp$ al carico applicato			
		$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni $\perp$ al carico applicato			
Piastra di collegamento					
Acciaio	S275	$\alpha_{MN}$	0.534		
t (mm)	10	$k_{MN}$	2.418		
$\gamma_{M2}$	1.25				
$d_0$ (mm)	17				
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430	$F_{b,Rd}$ (N)	71100		
		<table><tr><td><math>\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}</math></td><td>0.053</td></tr></table>		$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0.053
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0.053				

Le verifiche sono soddisfatte.

## Verifica testa pilastri connettivo C - 1

Il nodo oggetto di verifica è rappresentato nell'immagine sottostante.



Tale collegamento è soggetto ad un momento flettente massimo di circa 20 [kNm] agente lungo l'asse forte del profilo della colonna e da un taglio massimo di circa 15 [kN]. A favore di sicurezza è stato considerato come nullo il contributo benefico dovuto allo sforzo normale di compressione agente sul collegamento.

Il collegamento è realizzato con una piastra di spessore 20 [mm] e n°8 bulloni M16, a distanza 75 [mm].

È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.558$$

$F_{v,Rd}$ (N)	60288
$F_{t,Rd}$ (N)	90432

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0.737
-----------------------------	-------

### Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	1875
$F_{t,Ed}$ (N)	66666.66667

Bulloni	
Classe	8.8
d (mm)	16
$\gamma_{M2}$	1.25
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	640
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	201
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	157

Tipo di unione	
<input checked="" type="radio"/>	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

$e_1$ (mm)	21
$e_2$ (mm)	21
$p_1$ (mm)	40
$p_2$ (mm)	50

20.4	$\leq e_1 \leq$	80
20.4	$\leq e_2 \leq$	80
37.4	$\leq p_1 \leq$	140
40.8	$\leq p_2 \leq$	140

$\alpha = \min \{e_t/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_t/(3d_0) \cdot 0.25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2.8e_2/d_0 - 1.7 ; 2.5\}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{1.4p_2/d_0 - 1.7 ; 2.5\}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	S275
t (mm)	10
$\gamma_{M2}$	1.25
$d_0$ (mm)	17
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

$\alpha_{MIN}$	0.412
$k_{MIN}$	1.759

$F_{b,Rd}$ (N)	39861
----------------	-------

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.047$$

Le verifiche sono soddisfatte.



## Verifica testa pilastri connettivo C - 2

Questo dettaglio è analogo al precedente, ma la sollecitazione massima è nella direzione opposta. Tale collegamento è soggetto ad un momento flettente massimo di circa 45 [kNm] agente lungo l'asse forte del profilo della colonna e da un taglio massimo di circa 35 [kN]. A favore di sicurezza è stato considerato come nullo il contributo benefico dovuto allo sforzo normale di compressione agente sul collegamento. Il collegamento è realizzato con una piastra di spessore 20 [mm] e n°8 bulloni M16.

È di seguito riportata la verifica del nodo sopra descritto.

### Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	<b>0.586</b>
--	--------------

$F_{v,Rd}$ (N)	<b>60288</b>
$F_{t,Rd}$ (N)	<b>90432</b>

$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	<b>0.719</b>
-----------------------------	--------------

### Verifica a riollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{con} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	<b>4375</b>
$F_{t,Ed}$ (N)	<b>65000</b>

Bulloni	
Classe	<b>8.8</b>
d (mm)	<b>16</b>
$\gamma_{M2}$	<b>1.25</b>
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>640</b>
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>800</b>
$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	<b>201</b>
$A_{res}$ (mm <sup>2</sup> )	<b>157</b>

Tipo di unione	
	<b>Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali</b>
	<b>Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali</b>
	<b>Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)</b>

$e_1$ (mm)	<b>21</b>	<b>20.4</b>	$\leq e_1 \leq$	<b>120</b>
$e_2$ (mm)	<b>21</b>	<b>20.4</b>	$\leq e_2 \leq$	<b>120</b>
$p_1$ (mm)	<b>40</b>	<b>37.4</b>	$\leq p_1 \leq$	<b>200</b>
$p_2$ (mm)	<b>50</b>	<b>40.8</b>	$\leq p_2 \leq$	<b>200</b>

$\alpha = \min \{ e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_{tk} ; 1 \}$  per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{ p_1 / (3d_0) - 0.25 ; f_{tb} / f_{tk} ; 1 \}$  per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{ 2.8e_2 / d_0 - 1.7 ; 2.5 \}$  per bulloni di bordo \_ al carico applicato

$k = \min \{ 1.4p_2 / d_0 - 1.7 ; 2.5 \}$  per bulloni interni \_ al carico applicato

Piastra di collegamento	
Acciaio	<b>S275</b>
t (mm)	<b>20</b>
$\gamma_{M2}$	<b>1.25</b>
$d_0$ (mm)	<b>17</b>
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	<b>430</b>

$\alpha_{MN}$	<b>0.412</b>
$k_{MN}$	<b>1.759</b>

$F_{b,Rd}$ (N)	<b>79722</b>
----------------	--------------

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	<b>0.055</b>
-----------------------------	--------------

Le verifiche sono soddisfatte.

Ulteriori verifiche dei nodi metallici sono riportate nei relativi Fascicoli dei Calcoli in quanto sviluppate all'interno del calcolo con il software utilizzato.

## 5.9 Verifiche parapetto

Il progetto prevede la realizzazione di rampe esterne per il superamento delle barriere architettoniche. Tali rampe sono da realizzarsi in adiacenza all'edificio esistente, su terreno di buone caratteristiche meccaniche che già sostiene travi rovesce di un edificio a 2-3 solai fuori terra, per cui le azioni trasmesse al terreno risultano inferiori rispetto a quelle descritte negli ulteriori calcoli prodotti.

Si procede pertanto alla verifica del parapetto. Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli allegati elaborati grafici. Le verifiche condotte riguardano il dimensionamento del montante principale, del corrimano e del collegamento con la struttura della rampa.

La ringhiera è realizzata con montanti principali costituiti da un doppio ferro piatto 15 x 60 mm ad interasse massimo di 1.16 m, un doppio corrimano in tubolare Ø48.3 mm e spessore 3 mm posti a quota 0.90 m e 1.05 m dal piano di calpestio, una piastra di fissaggio 130 x 180 x 8 con n°4 inghisaggi a tenuta meccanica M12 su supporto in cls armato e n° 2 bulloni M12 di fissaggio tra il montante e piastra d'ancoraggio.

Il carico adottato si riferisce alla Cat.A – Scale comuni, balconi, ballatoi – con valore del carico distribuito linearmente  $H_k = 2,00$  [kN/m] (tab.3.1.II NTC18). In combinazione di carico allo stato limite ultimo (SLU) il coefficiente parziale assunto è 1.5.

Verifica montante:

$\sigma_{Ed} = M/W = Q_{slu} \cdot i \cdot Br / W = 152.1 \text{ N/mm}^2 < 1.05 \cdot f_{yk}$ , il montante principale risulta verificato.

Carico distribuito S.L.U.	$Q_{slu}$	3	kN/m
Interasse max montanti	$i$	1.6	m
Braccio	$Br$	1.18	m
Spessore montanti		15+15	mm
Larghezza montanti		60	mm
$\sigma_{Ed}$		152.1	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$		235	N/mm <sup>2</sup>
Verifica soddisfatta		<b>OK</b>	

Verifica corrimano:

$\sigma_{Ed} = M/W = Q_{slu} \cdot i \cdot Br / W = 201.62 \text{ N/mm}^2 < 1.05 \cdot f_{yk}$ , il corrimano risulta verificato.

Carico distribuito S.L.U.	$Q_{slu}$	3	kN/m
Interasse max montanti	$i$	1.6	m
Spessore corrimano		3	mm
Diametro corrimano		48.3	mm
$\sigma_{Ed}$		201.62	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$		235	N/mm <sup>2</sup>
Verifica soddisfatta		<b>OK</b>	

Si riportano le verifiche dell'ancoraggio di base realizzato con 4 M12 classe 8.8 e piastra di  $s=8$  mm. I bulloni sono disposti agli angoli della piastra con interasse dei fori di 14 cm. Si riportano i valori delle resistenze di calcolo del singolo bullone e della piastra di base.

d [mm]	12	A <sub>net</sub> [mm <sup>2</sup> ]	84.82	F <sub>v,Rd</sub> [kN]	32.57	taglio
				N.T.C. 4.2.57		
d <sub>0</sub> [mm]	13	f <sub>tb</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	800			
		N.T.C. 11.3.XII.b		F <sub>b,Rd</sub> [kN]	154.80	trazione
f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	430	N.T.C. 11.3.IX		N.T.C.4.2.61		
t <sub>p,min</sub> [mm]	15			F <sub>t,Rd</sub> [kN]	48.86	rifollamento
				N.T.C. 4.2.63		
e <sub>1,min</sub> [mm]	19	e <sub>1,max</sub> [mm]	100			
				B <sub>p,Rd</sub> [kN]	116.66	punzonamento
e <sub>2,min</sub> [mm]	40	e <sub>2,max</sub> [mm]	100	N.T.C. 4.2.64		
p <sub>1,min</sub> [mm]	34	p <sub>1,max</sub> [mm]	200			
p <sub>2,min</sub> [mm]	31.2	p <sub>2,max</sub> [mm]	200			
k	2.5	α	1.00			

N.T.C. 4.2.XIII

Si riportano i valori delle sollecitazioni:

taglio agente

V<sub>ed1</sub>=21.402 KN < F<sub>v,Rd</sub> = 32.57 KN

Braccio bulloni di progetto: 10 cm

V	3.48	KN	
N°bulloni	2		
interasse bulloni	0.10		
N°sezioni	2		
V <sub>1</sub>	0.87	KN	Taglio agente sulla singola sezione ( V/n°bulloni/n°sezioni )
M	4.1064	KNm	Momento agente asse baricentrico (V * Br)
V <sub>M1</sub>	20.532	KN	Taglio dovuto al Momento (M/interasse bulloni/ n°sezioni)
V <sub>ed1</sub>	21.402	KN	Taglio su singola sezione (V <sub>1</sub> + V <sub>M1</sub> )

Trazione agente

T<sub>ed1</sub> (trazione agente) : 21.402 KN < F<sub>t,Rd</sub> =48.86 KN Braccio bulloni di progetto: 10 cm

V	3.48	KN	
N°bulloni	4		
interasse bulloni	0.1		
N°sezioni	1		
V <sub>1</sub>	0.87	KN	Trazione agente sul singolo bullone ( V/n°bulloni )
M	4.1064	KNm	Momento agente asse baricentrico (V * Br)
V <sub>M1</sub>	10.266	KN	Trazione dovuto al Momento (M/interasse bulloni/n°bulloni/2)
V <sub>ed1</sub>	21.402	KN	Trazione su singolo bullone (V <sub>1</sub> + V <sub>M1</sub> )

T<sub>ed1</sub> (trazione agente) : 21.402 KN < F<sub>t,Rd</sub> =48.86 KN

Non risultano necessarie le verifiche a rifollamento e a punzonamento per trazione, infatti  $F_{v,Rd} < F_{b,Rd}$  e  $F_{t,Rd} < B_{p,Rd}$ . Le verifiche risultano soddisfatte.

d [mm]	12	A <sub>net</sub> [mm <sup>2</sup> ]	84.82	N.T.C. 4.2.XIII	F <sub>v,Rd</sub> [kN]	32.57	taglio
taglio							
d <sub>0</sub> [mm]	13	f <sub>tb</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	800				
					F <sub>b,Rd</sub> [kN]	82.56	trazione
f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	430						
t <sub>p,min</sub> [mm]	8				F <sub>t,Rd</sub> [kN]	48.86	rifollamento
e <sub>1,min</sub> [mm]	19	e <sub>1,max</sub> [mm]	72				
				B <sub>p,Rd</sub> [kN]	62.22	punzonamento	
e <sub>2,min</sub> [mm]	40	e <sub>2,max</sub> [mm]	72				
p <sub>1,min</sub> [mm]	34	p <sub>1,max</sub> [mm]	112				
p <sub>2,min</sub> [mm]	31.2	p <sub>2,max</sub> [mm]	112				
k	2.5	α	1.00				

d [mm]	12	A <sub>net</sub> [mm <sup>2</sup> ]	84.82	N.T.C. 4.2.XIII	F <sub>v,Rd</sub> [kN]	32.57	taglio
					N.T.C. 4.2.57		
d <sub>0</sub> [mm]	13	f <sub>tb</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	800		F <sub>b,Rd</sub> [kN]	206.40	trazione
f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	430						
t <sub>p,min</sub> [mm]	20				F <sub>t,Rd</sub> [kN]	48.86	rifollamento
					N.T.C. 4.2.63		
e <sub>1,min</sub> [mm]	19	e <sub>1,max</sub> [mm]	120		B <sub>p,Rd</sub> [kN]	155.54	punzonamento
e <sub>2,min</sub> [mm]	40	e <sub>2,max</sub> [mm]	120				
p <sub>1,min</sub> [mm]	34	p <sub>1,max</sub> [mm]	200				
p <sub>2,min</sub> [mm]	31.2	p <sub>2,max</sub> [mm]	200				
k	2.5	α	1.00				



## 6 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

La fase di modellazione dell'edificio ha fornito risultati compatibili con il predimensionamento con formule di Scienza delle Costruzioni e con la nostra esperienza professionale; nel dettaglio è stato controllato che le sollecitazioni (taglio e momento flettente nelle travi, sforzo normale dei pilastri) nelle combinazioni statiche fossero compatibili con lo schema statico di un'asta orizzontale semiincastrata per le travi e con le sollecitazioni derivanti dai solai e dalle rispettive aree di influenza. Nelle fasi di modellazione sismica sono stati controllati i modi di vibrare, le sollecitazioni, le deformate. Tali grafici risultano di difficile rappresentazione data la particolarità dei corpi di fabbrica principali in oggetto, anche per la presenza di modi locali che interessano, ad esempio, i solai non rigidi dell'edificio B. La raffigurazione di modi e deformate nella presente relazione risulta di scarso interesse in quanto di difficile interpretazione, se non indagando direttamente all'interno del modello del software di calcolo. È stato quindi controllato che modi e deformate fossero compatibili con i vincoli inseriti e con altri modelli di analoghe caratteristiche (edifici più o meno regolari, con uno o più impalcati rigidi) prodotti dallo stesso gruppo di progettazione e dal medesimo professionista che ha curato le fasi di autorizzazione sismica. Il professionista che ha curato le fasi di autorizzazione sismica ha eseguito nel corso degli ultimi 5 anni numerose modellazioni con il software in oggetto (anche di strutture di analoga tipologia), valutandone costantemente l'idoneità a partire dalla documentazione fornita dal produttore, come fatto anche per il progetto in oggetto.

Anche per il progetto in oggetto le scelte sono derivate da successive modellazioni, pertanto è stato costante il processo di controllo dei risultati descritto. Il modello strutturale è stato originato, a partire dal modello relativo allo stato attuale, andando a individuare gli interventi necessari per l'adeguamento sismico. Infine è stata effettuata un'analisi statica lineare di controllo delle rigidità dei pilastri rispetto ai setti e mediante la quale è stato possibile anche controllare che le azioni e le sollecitazioni dell'analisi dinamica risultassero compatibili con le masse e con gli spettri considerati.

Si ritengono pertanto accettabili i risultati riportati nei fascicoli dei calcoli.

## 7 PIANO DI MANUTENZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

Per quanto riguarda le strutture in cemento armato e acciaio, annualmente deve essere verificata da personale specializzato (controllo visivo integrato da eventuali prove non distruttive) la verifica della presenza di cedimenti differenziali in fondazione, di distacchi di materiale, di lesioni in elementi direttamente connessi, della comparsa di risalite di umidità. Inoltre deve essere controllata l'eccessiva deformazione e la fessurazione di travi e pareti in c.a., la presenza di difetti di verticalità e di sbandamenti fuori piano. Per quanto riguarda i solai andranno controllati distacchi, fessurazioni, comparsa di macchie di umidità, eccessive deformazioni o vibrazioni.

Di seguito sono riportate in modo schematico le operazioni di manutenzione ordinaria e di controllo che devono essere eseguite sugli elementi strutturali del nuovo edificio, al fine di mantenere inalterata nel tempo la funzionalità dell'edificio stesso.

Per semplicità di elaborazione si sono adottate le seguenti sigle per indicare la periodicità degli interventi:

**S** = ogni sei mesi  
**A** = ogni anno  
**D** = ogni due anni  
**N** = quando necessario

	Descrizione intervento	S	A	D	N
1	STRUTTURE IN C.A. E ACCIAIO				
1.1	Controllo delle fondazioni: verifica della presenza di cedimenti differenziali, di distacchi di materiale, di lesioni in elementi direttamente connessi, della comparsa di risalite di umidità.				
1.2	Controllo della presenza di distacchi, fessurazioni, lesioni, umidità, eccessiva deformazione, difetti di verticalità, sbandamenti fuori piano delle strutture in elevazione.				
1.3	Controllo dei solai e delle solette: distacchi, fessurazioni, comparsa di macchie di umidità, eccessive deformazioni o vibrazioni.				
1.4	Salvamente, ove ritenuto necessario in relazione a possibili o temuti degradi delle opere, richiedere la verifica strutturale di un tecnico abilitato mediante indagini e/o prove atte ad accertare le condizioni statiche delle strutture. Tale verifica deve obbligatoriamente essere effettuata a seguito di eventi eccezionali quali: uragani, trombe d'aria, smottamenti, esplosioni, urti di mezzi d'opera e di trasporto, terremoti, incendi, lavorazioni anche temporanee con apparati vibranti o esalazioni nocive (in particolare cloro), oppure a seguito di cambiamento d'uso dell'opera, qualora questo comporti azioni di esercizio non previste in fase di progettazione.				