



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU



**Provincia di Ravenna**

## Settore Edilizia Scolastica e Patrimonio

Servizio Programmazione e Progettazione

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO PRESSO IL POLO TECNICO PROFESSIONALE DI LUGO SEZIONE PROFESSIONALE "E. STOPPA" DI VIA FRANCESCO BARACCA, 62 - LUGO (RA)  
PNRR - NEXT GENERATION EU - Missione 4, Componente 1, Investimento 3.3  
CUP : J42C20000850001

### PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere delegato Pubblica Istruzione - Edilizia Scolastica - Patrimonio: Maria Luisa Martinez
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio: Arch. Giovanna Garzanti

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Paolo Nobile

#### PROFESSIONISTI ESTERNI:

*ARCHITETTO RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLA  
PROGETTAZIONE - COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE  
PER LA SICUREZZA E LA SALUTE NEI CANTIERI*

Arch. Roberto DI RAMIO

*INGEGNERE RESPONSABILE DEL PROGETTO DEFINITIVO ED  
ESECUTIVO*

Ing. Massimo GEROSOLIMO PORZIELLA

*PROFESSIONISTI RESPONSABILI DELLA PROGETTAZIONE  
EDILE ED ARCHITETTONICA*

Arch. Pietro LA GATTA

*PROFESSIONISTI RESPONSABILI DELLA PROGETTAZIONE  
STRUTTURALE*

Ing. Sebastiano ORTU

Ing. Maurizio CIARROCCHI

Ing. Daniele CIANCHETTA

*PROFESSIONISTI RESPONSABILI DELLA PROGETTAZIONE  
DEGLI IMPIANTI TECNOLOGICI*

Ing. Daniele CIANCHETTA

*GEOLOGO RESPONSABILE DELLA RELAZIONE  
GEOLOGICA*

Geol. Primo FALCIONI

Arch. Roberto DI RAMIO

*GIOVANE PROFESSIONISTA*  
Arch. Michele D'AMICO

**ATI** | Titolare del servizio di progettazione definitiva ed esecutiva e coordinamento per la sicurezza  
in fase di progettazione

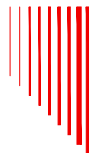
**Capogruppo**



**INSIGHT & Co. S.r.l.**

Via Tiburtina Valeria, 149/1  
65129 Pescara (PE)  
Tel. 085/4159367 - Fax. 085.2192520  
e-mail: direzione@insight.co.it  
PEC: insight@arubapec.it

**Mandante**



**S.A.G.I. S.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria  
Via Pasubio, 20  
63074 San Benedetto del Tronto (AP)  
Tel. e Fax. 0735.757580  
e-mail: info@sagistudio.it  
PEC: info@pec.sagistudio.it

**Mandante**



Via Spaventa, 10  
63039 Sulmona (AQ)  
Tel. 0864.51619 e Fax. 0864.576003  
e-mail: studiotecnico@progettointegrato.it  
PEC: massimo.gerosolimoporzella@ing.pe.eu

CONSULENTI (ai sensi del D.lgs. n. 50/2016)  
Arch. Clelia Dell'Arciprete - Arch. Sara Menna - Ing. Francesca Orsini - Ing. Marianna Sabia

TITOLO ELABORATO:

## RELAZIONE SINTETICA DEL PROGETTO STRUTTURALE

Elaborato num:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file:
PDE_STRU_05	00	Ottobre 2022		PDE_STRU_05_REL.SIN.STR_r00

REGIONE EMILIA ROMAGNA

COMUNE DI LUGO



SERVIZIO DI ELABORAZIONE DELLA VERIFICA SISMICA E DELLA PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA DELLE OPERE DI MIGLIORAMENTO SISMICO PRESSO IL POLO TECNICO PROFESSIONALE DI LUGO, SEZIONE PROFESSIONALE "E. STOPPA"-

Via F. Baracca 62 – Lugo- (RA)

**PROGETTO DEFINITIVO- ESECUTIVO**

	(timbro e firma)	codice commessa:
		codice elaborato:

OGGETTO:

**RELAZIONE SINTETICA DEL PROGETTO STRUTTURALE**

ELABORATO:  <b>Re.RS</b>	DATA:  _____
--------------------------------	--------------------



**S.A.G.I. S.r.l.**  
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria  
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)  
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580  
Fax 0735/757588  
Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





## Sommario

<b>A) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO E CON L'INDICAZIONE, PER ENTRAMBE LE TEMATICHE, DI EVENTUALI PROBLEMATICHE RISCONTRATE E DELLE SOLUZIONI IPOTIZZATE, TENUTO CONTO ANCHE DELLE INDICAZIONI DEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E URBANISTICA .....</b>	<b>5</b>
A.1 CONTESTO EDILIZIO .....	5
A.2 RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO .....	6
GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA .....	7
INDAGINI IN SITO.....	8
UNITA' LITOTECNICHE E DEFINIZIONE DELLA FALDA .....	9
VALUTAZIONI IN MERITO AL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE .....	11
<b>B) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA, SIA IN ELEVAZIONE CHE IN FONDAZIONE, E DELLA TIPOLOGIA DI INTERVENTO, CON INDICAZIONE DELLE DESTINAZIONI D'USO PREVISTE PER LA COSTRUZIONE, DETTAGLIATE PER OGNI LIVELLO ENTRO E FUORI TERRA, E DEI VINCOLI IMPOSTI DAL PROGETTO ARCHITETTONICO .....</b>	<b>14</b>
<b>C) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI, TRA CUI LE EVENTUALI PRESCRIZIONI SISMICHE CONTENUTE NEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E URBANISTICA.....</b>	<b>24</b>
<b>D) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO (VITA NOMINALE - VN, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO - VR, CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO, CATEGORIA TOPOGRAFICA, AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA, ZONA SISMICA DEL SITO, COORDINATE GEOGRAFICHE DEL SITO), DELLE AZIONI CONSIDERATE SULLA COSTRUZIONE E DEGLI EVENTUALI SCENARI DI AZIONI ECCEZIONALI .....</b>	<b>26</b>
D.1 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	26
D.2 AZIONE SISMICA .....	27
CATEGORIA DI SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE DEL SITO .....	28
SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE .....	33
FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRO DI PROGETTO .....	37
D.3 ANALISI DEI CARICHI .....	39
CORPO A 40 .....	
CORPO B 41 .....	
CORPO C 42 .....	



CORPO D 44

CORPO E 46

PENSILINA ESTERNA ..... 47

AZIONE DELLA NEVE ..... 47

**E) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE, DEI REQUISITI DI RESISTENZA MECCANICA E DI DURABILITÀ CONSIDERATI ..... 49**

E.1 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA ..... 58

E.2 COSTRUZIONI IN MURATURA ESISTENTE ..... 58

E.3 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO ESISTENTE ..... 59

E.4 MATERIALI DI PROGETTO INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO ..... 62

OPERE DI SOTTOFONDAZIONE ..... 63

OPERE DI FONDAZIONE DI CEMENTO ARMATO ..... 64

OPERE DI CEMENTO ARMATO IN ELEVAZIONE ..... 65

CALCESTRUZZO ALLEGGERITO PER SOLETTA IN C.A. EX NOVO ..... 66

STRUTTURE IN LEGNO IN ELEVAZIONE ..... 67

ELEMENTI DI CARPENTERIA METALLICA- CAVI E PROFILI ..... 67

BULLONI E BARRE FILETTATE ..... 67

SALDATURE ..... 68

MURATURA PORTANTE EX NOVO ..... 70

RINFORZI IN FIBRA ..... 70

**F) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE: CLASSE DI DUTTILITÀ - CD, REGOLARITÀ IN PIANTA ED IN ALZATO, TIPOLOGIA STRUTTURALE<sup>5</sup>, FATTORE DI STRUTTURA - Q E RELATIVA GIUSTIFICAZIONE, STATI LIMITE INDAGATI, GIUNTI DI SEPARAZIONE FRA STRUTTURE CONTIGUE, CRITERI PER LA VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI, REQUISITI DELLE FONDAZIONI E COLLEGAMENTI TRA FONDAZIONI, VINCOLAMENTI INTERNI E/O ESTERNI, SCHEMI STATICI ADOTTATI ..... 71**

**G) INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU E SLE INDAGATI: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI, COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE ..... 77**

G.1 AZIONI ELEMENTARI ..... 77

G.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI ..... 79







<b>H) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI SEGUITO PER L'ESECUZIONE DELLA STESSA .....</b>	<b>80</b>
H.1 COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA'	81
H.2 DISTRIBUZIONE DELLE FORZE	86
H.3 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO	87
<b>I) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI, IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA .....</b>	<b>87</b>
<b>J) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIÙ SIGNIFICATIVE, COSÌ COME EMERGENTI DAI RISULTATI DELL'ANALISI, SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA, E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....</b>	<b>88</b>
J.1 ANALISI MODALE	88
J.2 ANALISI STATICA NON SISMICA	90
J.3 ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO	96
J.4 ANALISI STATICA NON LINEARE PUSH OVER	97
J.5 ANALISI CINEMATICA	100
J.6 INTERVENTI DI PROGETTO	113
INTERVENTO DI ALLEGGERIMENTO DI SOLAI ESISTENTI IN C.A. ....	113
REALIZZAZIONE DIAFRAMMI DI PIANO .....	118
VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C destra sottotetto.....	125
VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C sinistra sottotetto .....	138
VERIFICA DIAFRAMMA CORPO D .....	146
VERIFICA DIAFRAMMA C.A. ....	153
SOLAIO EX-NOVO IN C.A. STRUTTURALE LEGGERO.....	156
<b>K) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO.....</b>	<b>159</b>
<b>L) CON RIFERIMENTO ALLE STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE: FASI DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA (SE PERTINENTI), SINTESI DELLE MASSIME PRESSIONI ATTESE, CEDIMENTI E SPOSTAMENTI ASSOLUTI/DIFFERENZIALI, DISTORSIONI ANGOLARI, VERIFICHE DI STABILITÀ TERRENO-FONDAZIONE ESEGUITE, ED ALTRI ASPETTI E RISULTATI SIGNIFICATIVI DELLA PROGETTAZIONE DI OPERE PARTICOLARI.....</b>	<b>161</b>
INTERVENTO DI FONDAZIONE SU MICROPALI PER PARETI EX NOVO .....	161
PROGETTO FONDAZIONE GRUPPO ANTINCENDIO.....	183



<b>M) RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI EMERSI DAL CONFRONTO TRA I LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST INTERVENTO, IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE.....</b>	<b>195</b>
M.1 STATO DI FATTO: ANALISI STATICA PER CARICHI GRAVITAZIONALI – SLU	195
M.2 STATO DI FATTO: VULNERABILITA' SISMICA – ANALISI PUSH OVER E ANALISI CINEMATICA	197
M.3 STATO DI PROGETTO: ANALISI STATICA PER CARICHI GRAVITAZIONALI – SLU	201
M.4 STATO DI PROGETTO: ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO	204
M.5 STATO DI PROGETTO: ANALISI STATICA NON LINEARE PUSH OVER	205
M.6 STATO DI PROGETTO: ANALISI CINEMATICA	208



La presente *Relazione sintetica del progetto strutturale* è stata redatta in accordo alle prescrizioni dell'Allegato A riportato nel Bollettino Ufficiale della Regione Emilia Romagna e approvato dalla Giunta Regionale.

## **A) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO E CON L'INDICAZIONE, PER ENTRAMBE LE TEMATICHE, DI EVENTUALI PROBLEMATICHE RISCONTRATE E DELLE SOLUZIONI IPOTIZZATE, TENUTO CONTO ANCHE DELLE INDICAZIONI DEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E URBANISTICA**

### **A.1 CONTESTO EDILIZIO**

L'istituto sede della sezione professionale "E. Stoppa" del Polo Tecnico Professionale di Lugo sorge nel centro storico della città di Lugo. Il complesso ha un'estensione di circa 3700 mq ed è delimitato su due lati rispettivamente da via Baracca e via Manzoni. Sul lato di via Manzoni è presente un accesso carrabile al cortile interno mentre su via Baracca sono presenti gli accessi pedonali. Il complesso è costituito da 5 corpi di fabbrica, caratterizzati da epoca di realizzazione e morfologia differenti, lo sviluppo segue una pianta approssimativamente a "C", con corte interna.

**L'edificio risulta vincolato in riferimento agli artt. 10, comma 1, e 12, comma 1, del D.Lgs. 22.01.2004 n. 42** ("Codice dei beni culturali e del paesaggio") e pervenuto alle competenze edilizie provinciali alla fine del secolo scorso a seguito della emanazione della legge n. 23/96 che ha trasferito alle Province la titolarità di tutte le scuole medie superiori.

Il "Corpo A" si sviluppa in adiacenza a via Matteotti partendo dall'accesso carrabile al cortile interno fino alla "torretta", disposta all'incirca all'incrocio con l'ala dell'edificio disposta su via Baracca. L'edificio è articolato in due piani con solai in latero cemento. La copertura è realizzata con capriate in legno, al di sotto delle quali è disposto un solaio con travetti prefabbricati e tavelle in laterizio. La realizzazione di indagini in situ ha evidenziato la presenza di elementi in c.a., cordolo di piano e telaio in c.a. in corrispondenza dell'ingresso carrabile, telaio in c.a. trasversale interno. La realizzazione degli elementi in cemento armato non è databile ma si ipotizza possa risalire all'epoca della realizzazione della sopraelevazione del secondo impalcato non presente nello stato originario del corpo.

Il "Corpo B" si sviluppa all'incrocio tra l'ala dell'edificio in adiacenza a via Matteotti e l'ala dell'edificio disposta su via Baracca. L'edificio è articolato in tre piani ed un sottotetto, con solai in latero cemento. La copertura è realizzata con travetti prefabbricati e tavelle in laterizio. Nel 2018 il corpo è stato oggetto di un importante intervento di ristrutturazione per l'inserimento del vano ascensore, realizzato in muratura portante tipo Poroton.

Il Corpo C è adibito ad uffici ed aule. La struttura del fabbricato in esame è realizzata in muratura portante e presenta una pianta rettangolare. Le pareti perimetrali sono sprovviste di catene e la copertura è realizzata con capriate in legno. L'epoca di edificazione del complesso non è nota. La porzione del corpo C all'angolo con via Cortesi presenta al suo interno un telaio in c.a. armato con sviluppo fino al piano di sottotetto, telaio che non è stato possibile datare.



Il Corpo D è articolato su due piani e presenta un locale palestra al piano terra e aule al primo piano. La struttura è realizzata in muratura portante e presenta una pianta rettangolare. La copertura è realizzata con capriate in legno e un soffitto camorcanna supportato da centinatura lignea.

Il Corpo E è relativo alla seconda palestra presente nel complesso scolastico. Il fabbricato in esame era in origine una chiesa facente parte dell'Istituto Salesiano Don Bosco. Entrambi i corpi D ed E sono realizzati in muratura con pianta rettangolare, tipica di una chiesa ad una navata affiancata all'oratorio su due livelli. Il corpo E presenta una copertura costituita da capriate in legno sulle quali poggiano superiormente gli arcarecci a sostegno del manto in tavelloni e tegole. Al di sotto delle capriate è presente un plafone in gesso e arelle a chiusura della zona sottostante. Nell'anno 2015, a seguito del distacco di una porzione del plafone in gesso, il corpo di fabbricato è stato oggetto di un intervento di recupero e consolidamento delle volte copertura. L'intervento si è articolato in due distinte lavorazioni: una mirata al consolidamento delle componenti non strutturali della volta dei corpi palestra eseguito con un ciclo operativo di rinforzi, e l'altro mirato ad un intervento che ha coinvolto gli elementi strutturali verticali con l'inserimento di un reticolo di catene metalliche per il collegamento delle pareti murarie.



Figura 1 Individuazione dei corpi di fabbrica

## A.2 RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

La caratterizzazione geologica di sito è basata su:



- indagini geologiche del sito condotte dal Dott. Geologo Saverio Tabanelli nell'ambito dei lavori per la realizzazione del vano ascensore i cui principali risultati sono riportati nel seguente capitolo;
- relazione geologica redatta dal Dott. Geologo Primo Falcioni, allegata alla presente documentazione e i cui principali risultati sono presentati nel presente capitolo.

## GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA

L'area in oggetto si colloca alla quota di circa 12,5 m s.l.m. nell'ambito geomorfologico di piana alluvionale e mostra, nel complesso, una **superficie topografica pianeggiante**. Dal punto di vista litologico è caratterizzata nel primo sottosuolo da depositi alluvionali prevalentemente argillosi e limoso argillosi, generalmente mediamente consistenti, con intercalazioni limoso sabbiose in lenti con spessore ed estensione variabile. Tali depositi sono ascrivibili al Subsistema di Ravenna – Unità di Modena (AES8a) di età olocenica. Per quanto riguarda gli equilibri idrogeologici sotterranei, in conseguenza del fatto che l'area oggetto di studio si colloca nell'ambito geomorfologico di piana alluvionale, in una zona a basso gradiente topografico, si deve registrare, come situazione normale, la **presenza di una falda idrica subsuperficiale in tutta l'area**. Inoltre, poiché il primo sottosuolo è costituito principalmente da alluvioni fini e poco permeabili, il livello della falda idrica sospesa risulta soggetto a rapide e sensibili variazioni in relazione alle precipitazioni meteoriche.



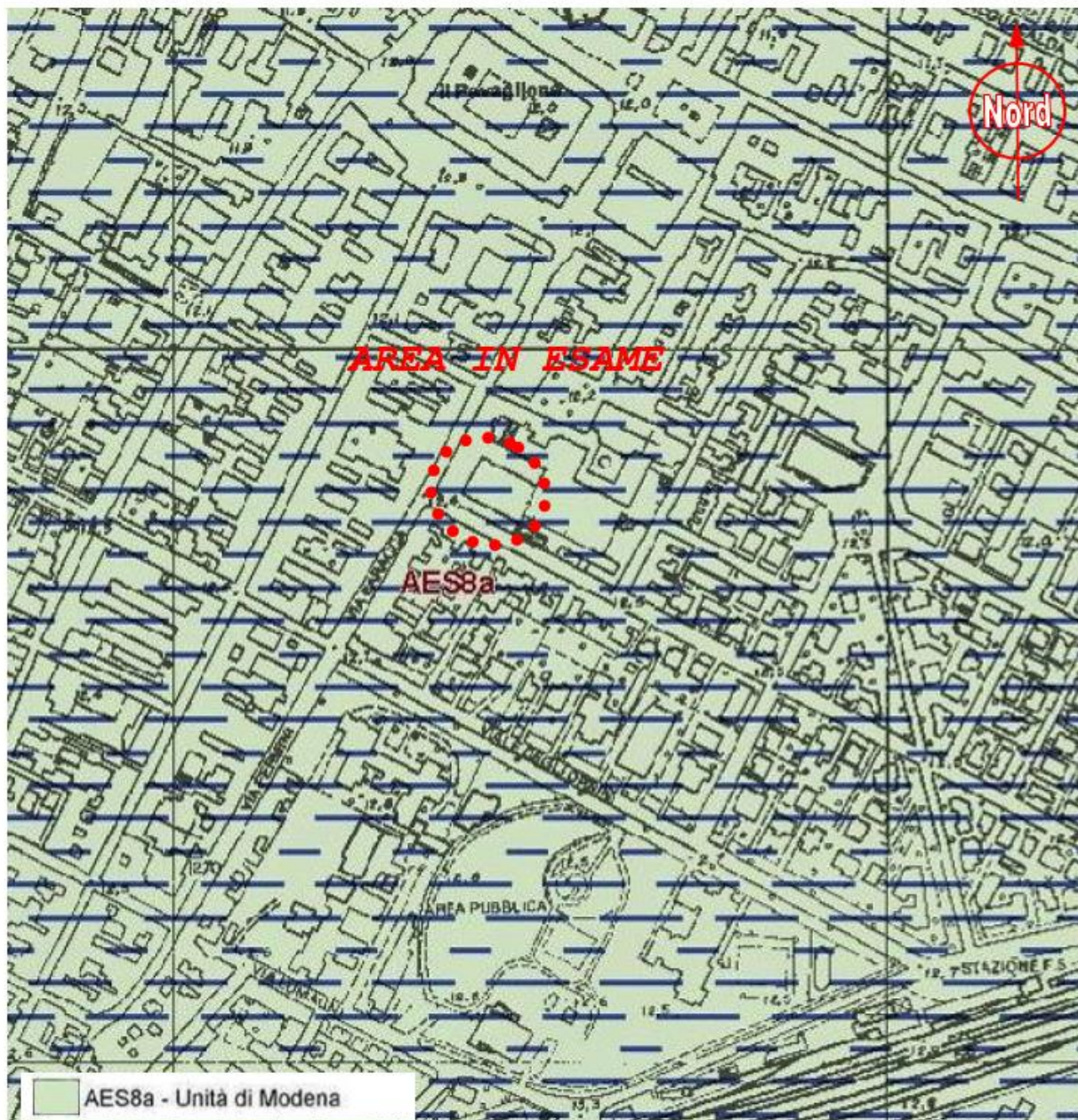


Figura 2 Carta geologica dell'area in scala 1:5.000 (stralcio della Carta Geologica della Regione Emilia Romagna in scala 1:10.000, fonte R.E.R.-S.G.S.S.)

## INDAGINI IN SITO

Al fine di verificare la natura e le caratteristiche dei terreni in sito, in data 22/03/2010 è stata effettuata una prova penetrometrica statica con punta meccanica (CPT1), spinta fino a 15 metri di profondità da piano campagna, a cura del Dott. Geol. Saverio Tabanelli di Faenza (RA). L'indagine è stata eseguita in corrispondenza del punto schematicamente indicato in Figura 3.





Figura 3 Individuazione prova CPT1



Figura 4 Realizzazione prova CPT 1

#### UNITA' LITOTECNICHE E DEFINIZIONE DELLA FALDA

Con riferimento ai risultati dell'indagine in sito realizzata e ai rilievi in campo, sono state individuate, limitatamente all'area in oggetto, n.4 unità litotecniche, riassunte graficamente in Figura.4. Il riconoscimento della litologia è stato effettuato attraverso l'interpretazione della prova penetrometrica statica in base all'abaco di Begemann.



- UNITÀ R (da p.c. a 1,4 m di profondità): terreni di riporto costituiti da laterizi e macerie in matrice sabbioso-limosa;
- UNITÀ A (da 1,4 a 3,8 m di profondità): argille limose da poco a mediamente consistenti, localmente con presenza di sostanza organica ( $R_p = 0,5 \div 1,5$  Mpa);
- UNITÀ B (da 3,8 a 8,8 m di profondità): argille limose e limi argillosi generalmente di media consistenza ( $R_p = 1,5 \div 2,5$  Mpa);
- UNITÀ C (da 8,8 a 15,0 m di profondità): argille limose e limi argillosi da mediamente consistenti a consistenti ( $R_p = 2,0 \div 3,5$  Mpa), con lenti di spessore decimetrico di limi e limi sabbiosi con valori di  $R_p = 4,0 \div 6,0$  Mpa.

All'interno del foro della CPT1 è stato possibile rilevare la presenza della falda freatica, rilevata alla profondità di 1,8 m da piano campagna.

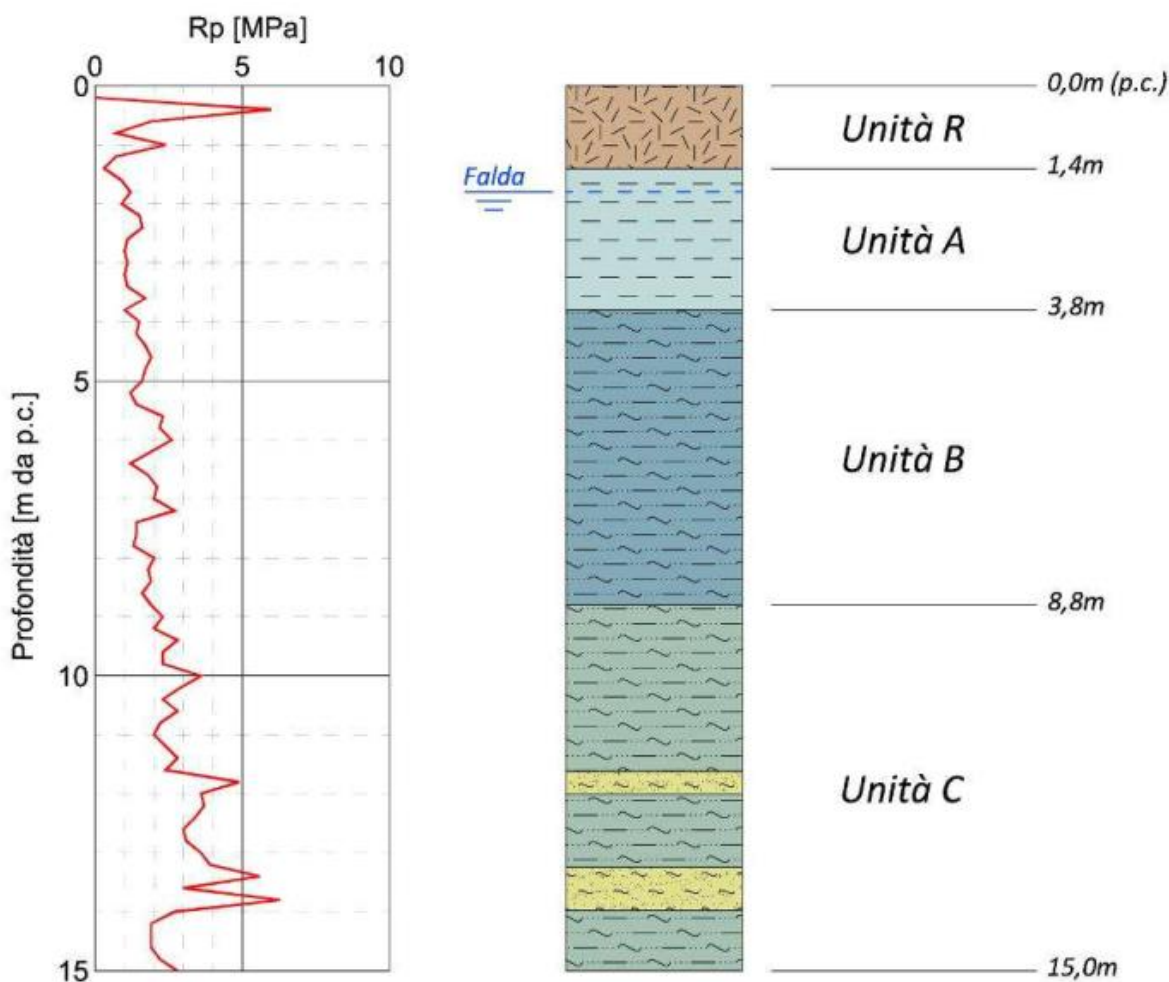


Figura 5 Stratigrafia di riferimento

La definizione dei parametri geotecnici medi per le unità litotecniche precedentemente descritte è stata effettuata attraverso correlazioni di comune utilizzo in campo geotecnico a partire dai valori di resistenza  $R_p$  misurati durante la





prova penetrometrica statica. Laddove questa non sia risultata esaustiva, la stima dei parametri è stata eseguita in riferimento alla bibliografia tecnica disponibile e/o a dati acquisiti da pregresse esperienze su terreni analoghi.

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici medi di riferimento per le unità litotecniche precedentemente individuate, con la seguente simbologia

$\gamma$  Peso di volume del terreno;

$c_u$  Coesione non drenata;

$c'$  Coesione drenata;

$\phi'$  Angolo di resistenza al taglio di picco;

$E'$  Modulo elastico di Young.

Nella presente caratterizzazione si è trascurata la presenza dell'unità più superficiale R (terreni di riporto); per tale unità, cautelativamente, possono essere assunti gli stessi parametri assunti per la sottostante unità A.

Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kPa]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E'$ [MPa]
A	18,0	40÷60	2÷4	20÷22	3÷5
B	18,5	70÷90	4÷7	22÷24	5÷8
C	18,5	100÷130	7÷10	24÷26	8÷11

Figura 6 Parametri geotecnici medi per le unità litotecniche individuate

## VALUTAZIONI IN MERITO AL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

In terreni saturi sabbiosi sollecitati, in condizioni non drenate, da azioni cicliche dinamiche, il termine liquefazione comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche. L'avvenuta liquefazione si manifesta, in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni. In base ad D.M. 17/01/2018 par. 7.11.3.4.2, la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanza:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;



4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

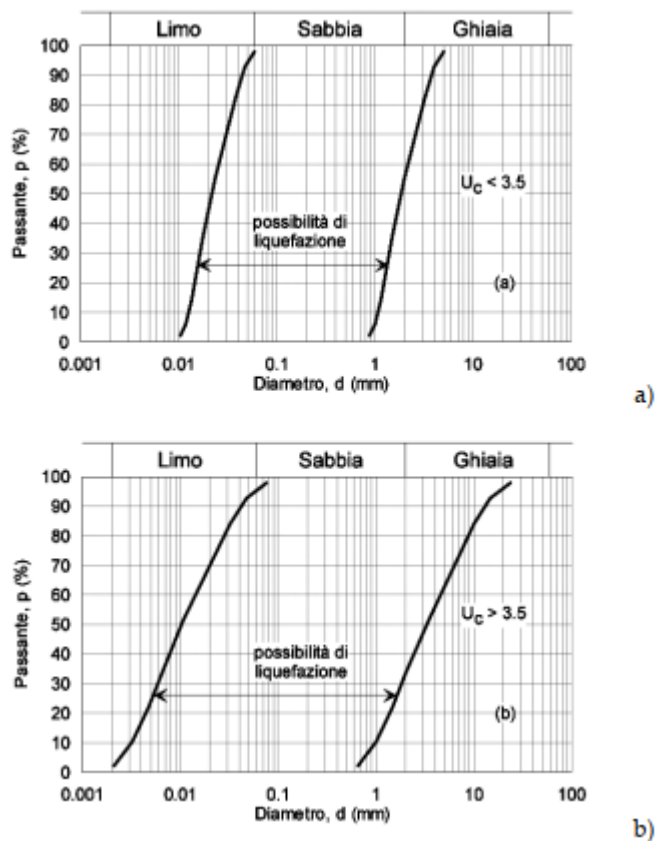


Figura 7 Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

In riferimento alla situazione stratigrafica del sito, che metteva in evidenza la presenza di terreni a granulometria fine immersi in acqua, durante la realizzazione del sondaggio a carotaggio continuo a 1.90m e 6.50m dal p.c. (terreni immersi in acqua) è stato prescritto il prelievo di n°2 campioni Indisturbati sui quali si è poi realizzata un'analisi granulometrica per verificare se le granulometrie di detti campioni rientrassero nel "range" dei terreni liquefacibili.



scala	P.P. I [daN/cm <sup>2</sup> ]	Vene Tm [daN/cm <sup>2</sup> ]	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. (incap) p.c.	Falda	Pz. Norton
1.00					Limo sabbioso di colore marrone, con laterizi e ghiaia fino a -0.30 m					
1.9	0.50	1.60	1.90		Limo di colore marrone chiaro	1.90				
2.00			2.40		Campione indisturbato	C.I.1 2.40		2.40		
3.00	1.5	0.30			Limo di colore marrone chiaro, sabbioso da -3.40 m			1/3/3 2.85		
4.00	0.6		3.80							
5.00	2.4	0.80			Limo argilloso di colore grigio-azzurro fino a .5.50 m, poi grigio-marrone chiaro, con molluschi in posizione vitale a -4.50 m e con calcinelli					
6.00	2.7	0.70								
6.00	2.0	0.70	6.00		Campione indisturbato	6.00				
6.50			6.50		Argilla limosa di colore grigio-marrone chiaro, con calcinelli	C.I.2 6.50		6.50		
7.00			7.10					3/5/4 6.95		
8.00										
9.00	0.5									
10.00	2.2	0.50								
11.00	2.2	0.70			Alternanza, con variabilità decimetrica, tra limi sabbiosi di colore marrone chiaro, limi debolmente argillosi di colore grigio-marrone chiaro e sabbie fini debolmente limose di colore marrone. Solo da -9.70 a -10.50 m e da -12.80 a -13.30 m sono presenti dei livelli di limi debolmente argillosi di colore grigio, con sostanza organica di colore nero					
12.00										
13.00	1.1	0.30								
14.00	0.6									

Partendo dalla definizione macroscopica del materiale si ha:

- CI1 1.90 – 2.40m: Limo argilloso per la prima parte (1.90 - 2.05) che passa a sabbia con limo lievemente argilloso per la seconda parte (2.05 – 2.40);
- CI2 6.00 - 6.50m : Limo con sabbia argilloso.



CI 1



CI 2

Figura 8 Provini indisturbati

La definizione delle curve granulometriche, ottenute dai due provini indisturbati, ha consentito di confrontare la curva dei prelievi con i fusi granulometrici previsti da norma per l'esclusione della verifica di liquefacibilità.

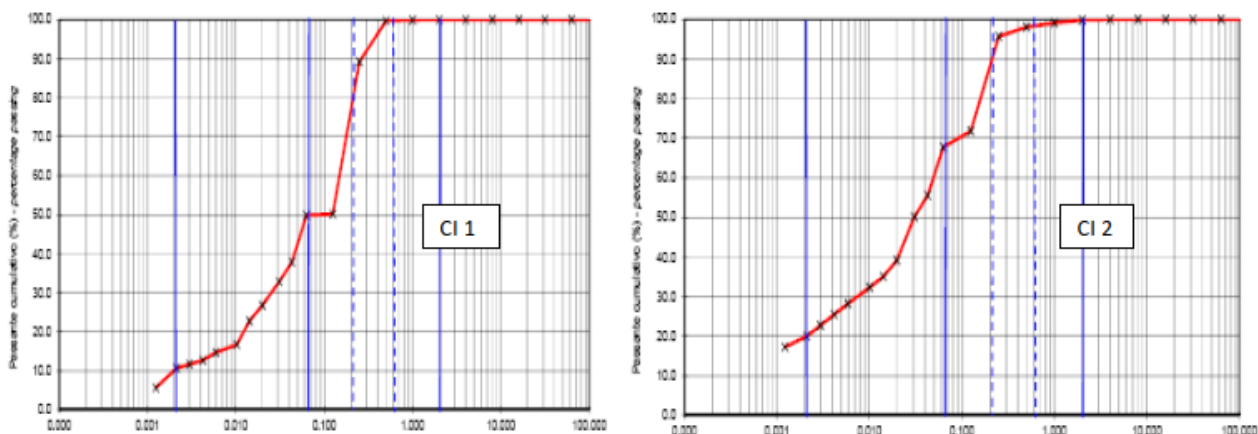


Figura 9 Individuazione curve granulometriche e confronto fusi liquefacibilità

Le curve granulometriche dei due campioni (CI 1 , CI 2) non sono comprese nel "range granulometrico" dei terreni soggetti alla liquefazione. I due terreni, molto simili stratigraficamente, sono tendenzialmente a comportamento coesivo (limi e limi argillosi) e non sciolto (sabbie). La verifica a liquefazione è, dunque, omessa in quanto i terreni sono prevalentemente argilloso limosi pertanto non rientrano all'interno del fuso caratteristico. Per tale motivo le litologie indagate non rientrano tra quelle potenzialmente liquefacibili.

## B) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA, SIA IN ELEVAZIONE CHE IN FONDAZIONE, E DELLA TIPOLOGIA DI INTERVENTO, CON INDICAZIONE DELLE DESTINAZIONI D'USO PREVISTE PER LA COSTRUZIONE, DETTAGLIATE PER OGNI LIVELLO ENTRO E FUORI TERRA, E DEI VINCOLI IMPOSTI DAL PROGETTO ARCHITETTONICO

La presente relazione sintetica descrive l'intervento di miglioramento sismico previsto per le strutture del Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa".

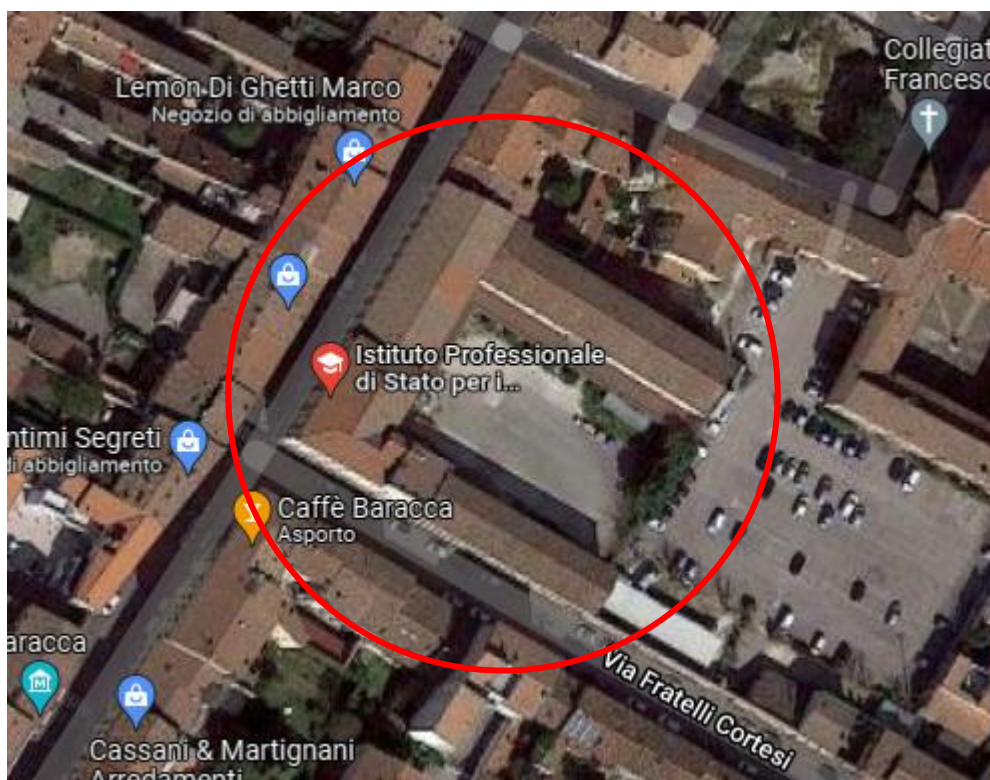


Figura 10 Localizzazione Istituto Professionale -Stoppa-

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento saranno estese a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché della struttura nel suo insieme. La struttura è una costruzione di **classe III ad uso scolastico sottoposta a vincolo della Soprintendenza dei Beni Culturali**, a seguito degli interventi di miglioramento, il valore dell'indicatore di rischio sismico richiesto è non minore di 0.6.

L'istituto sede della sezione professionale "E. Stoppa" del Polo Tecnico Professionale di Lugo sorge nel centro storico della città di Lugo. Il complesso ha un'estensione di circa 3700 mq ed è delimitato su due lati rispettivamente da via Baracca e via Manzoni. Sul lato di via Manzoni è presente un accesso carrabile al cortile interno mentre su via Baracca sono presenti gli accessi pedonali. Il complesso è costituito da 5 corpi di fabbrica, caratterizzati da epoca di realizzazione e morfologia differenti, lo sviluppo segue una pianta approssimativamente a "C", con corte interna.

**L'edificio risulta vincolato in riferimento agli artt. 10, comma 1, e 12, comma 1, del D.Lgs. 22.01.2004 n. 42** ("Codice dei beni culturali e del paesaggio") e pervenuto alle competenze edilizie provinciali alla fine del secolo scorso a seguito della emanazione della legge n. 23/96 che ha trasferito alle Province la titolarità di tutte le scuole medie superiori.

Il "Corpo A" si sviluppa in adiacenza a via Matteotti partendo dall'accesso carrabile al cortile interno fino alla "torretta", disposta all'incirca all'incrocio con l'ala dell'edificio disposta su via Baracca. L'edificio è articolato in due piani con solai in latero cemento. La copertura è realizzata con capriate in legno, al di sotto delle quali è disposto un solaio con travetti prefabbricati e tavole in laterizio. La realizzazione di indagini in situ ha evidenziato la presenza di elementi in c.a., cordolo di piano e telaio in c.a. in corrispondenza dell'ingresso carrabile, telaio in c.a. trasversale





interno. La realizzazione degli elementi in cemento armato non è databile ma si ipotizza possa risalire all'epoca della realizzazione della sopraelevazione del secondo impalcato non presente nello stato originario del corpo.

Il "Corpo B" si sviluppa all'incrocio tra l'ala dell'edificio in adiacenza a via Matteotti e l'ala dell'edificio disposta su via Baracca. L'edificio è articolato in tre piani ed un sottotetto, con solai in latero cemento. La copertura è realizzata con travetti prefabbricati e tavelle in laterizio. Nel 2018 il corpo è stato oggetto di un importante intervento di ristrutturazione per l'inserimento del vano ascensore, realizzato in muratura portante tipo Poroton.

Il Corpo C è adibito ad uffici ed aule. La struttura del fabbricato in esame è realizzata in muratura portante e presenta una pianta rettangolare. Le pareti perimetrali sono sprovviste di catene e la copertura è realizzata con capriate in legno. L'epoca di edificazione del complesso non è nota. La porzione del corpo C all'angolo con via Cortesi presenta al suo interno un telaio in c.a. armato con sviluppo fino al piano di sottotetto, telaio che non è stato possibile datare.

Il Corpo D è articolato su due piani e presenta un locale palestra al piano terra e aule al primo piano. La struttura è realizzata in muratura portante e presenta una pianta rettangolare. La copertura è realizzata con capriate in legno e un soffitto camorcanna supportato da centinatura lignea.

Il Corpo E è relativo alla seconda palestra presente nel complesso scolastico. Il fabbricato in esame era in origine una chiesa facente parte dell'Istituto Salesiano Don Bosco. Entrambi i corpi D ed E sono realizzati in muratura con pianta rettangolare, tipica di una chiesa ad una navata affiancata all'oratorio su due livelli. Il corpo E presenta una copertura costituita da capriate in legno sulle quali poggiano superiormente gli arcarecci a sostegno del manto in tavelloni e tegole. Al di sotto delle capriate è presente un plafone in gesso e arelle a chiusura della zona sottostante. Nell'anno 2015, a seguito del distacco di una porzione del plafone in gesso, il corpo di fabbricato è stato oggetto di un intervento di recupero e consolidamento delle volte copertura. L'intervento si è articolato in due distinte lavorazioni: una mirata al consolidamento delle componenti non strutturali della volta dei corpi palestra eseguito con un ciclo operativo di rinforzi, e l'altro mirato ad un intervento che ha coinvolto gli elementi strutturali verticali con l'inserimento di un reticolo di catene metalliche per il collegamento delle pareti murarie.



Figura 11 Individuazione dei corpi di fabbrica

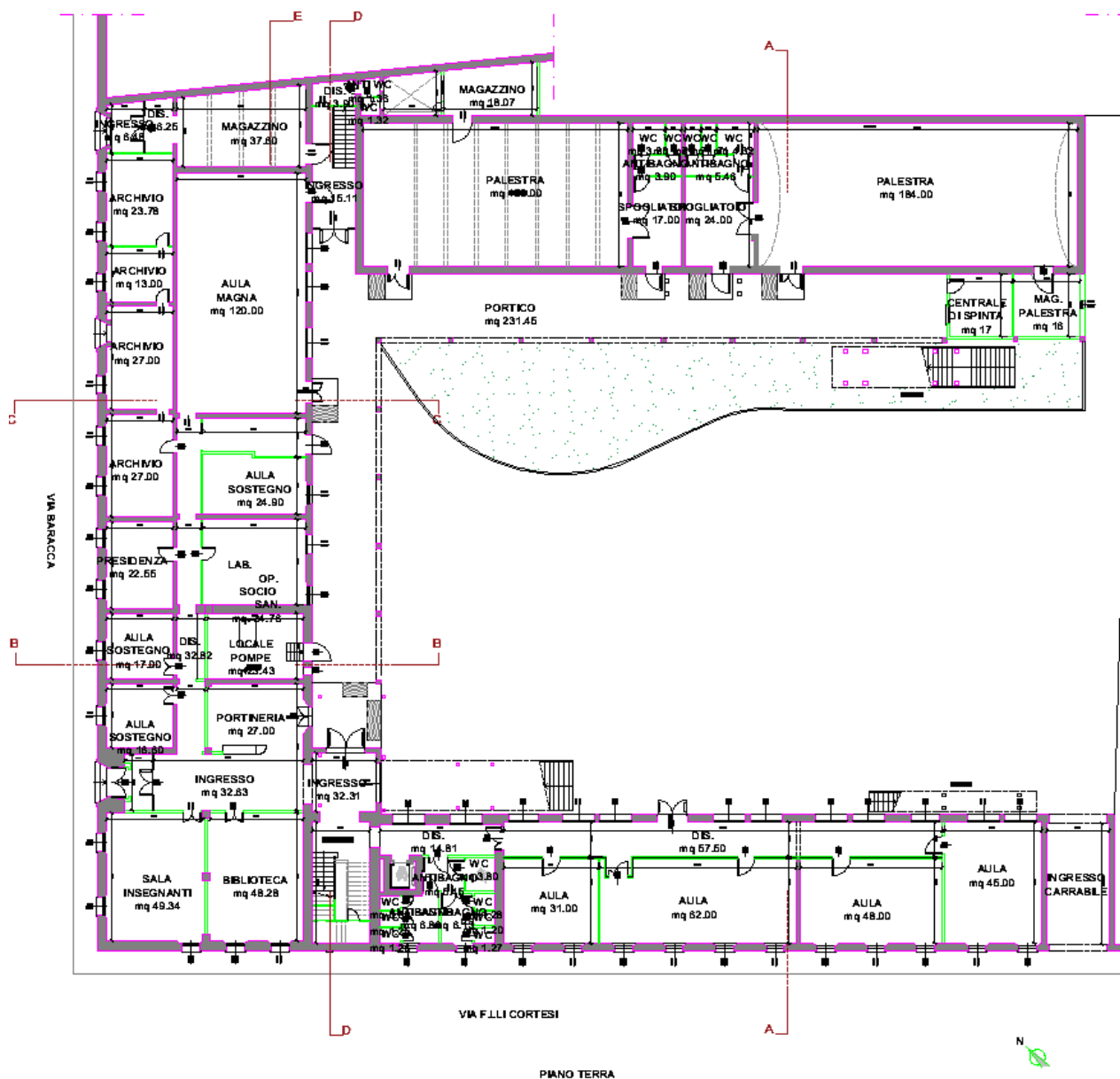


Figura 12 Pianta piano terra



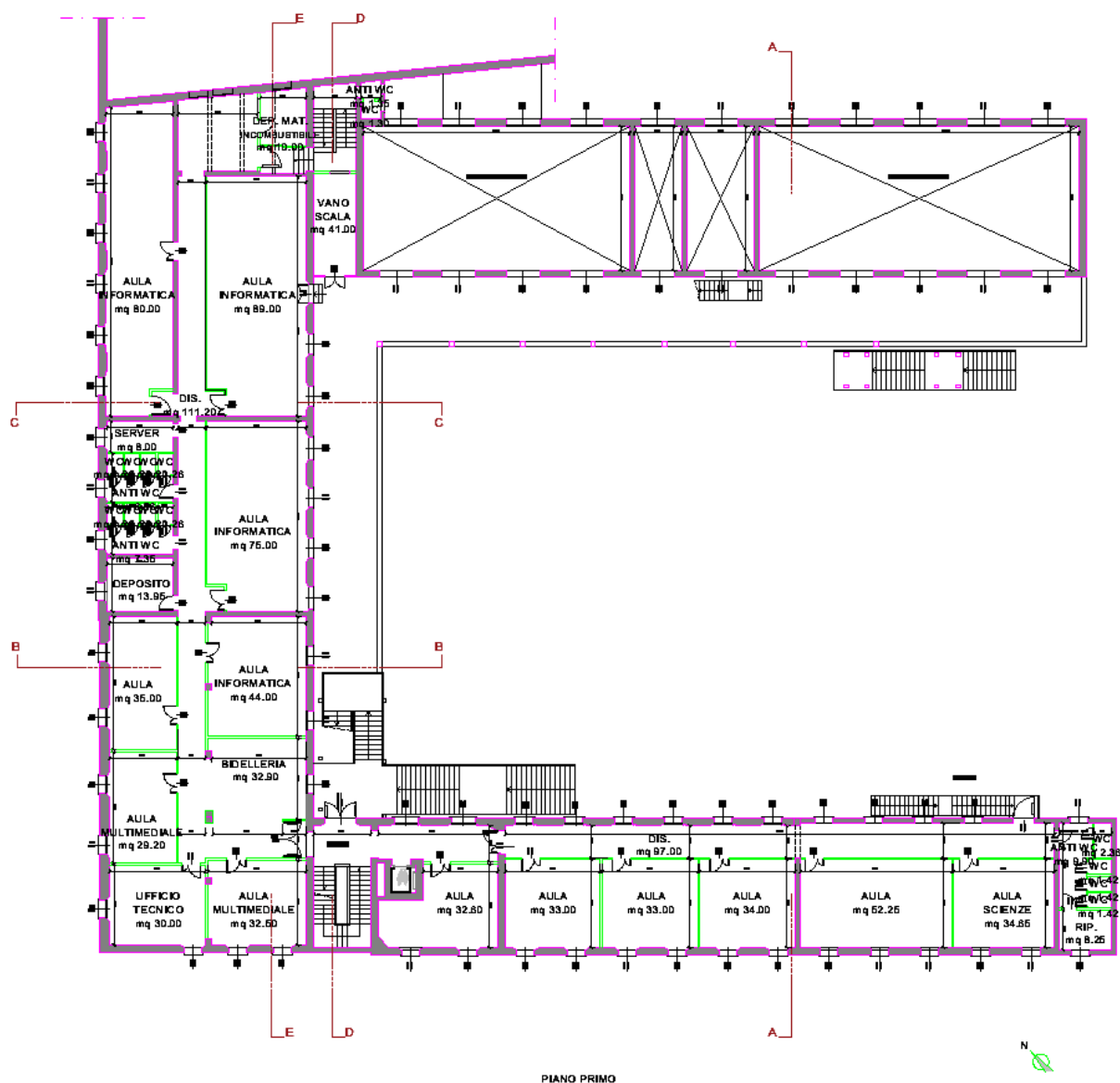


Figura 13 Pianta piano primo

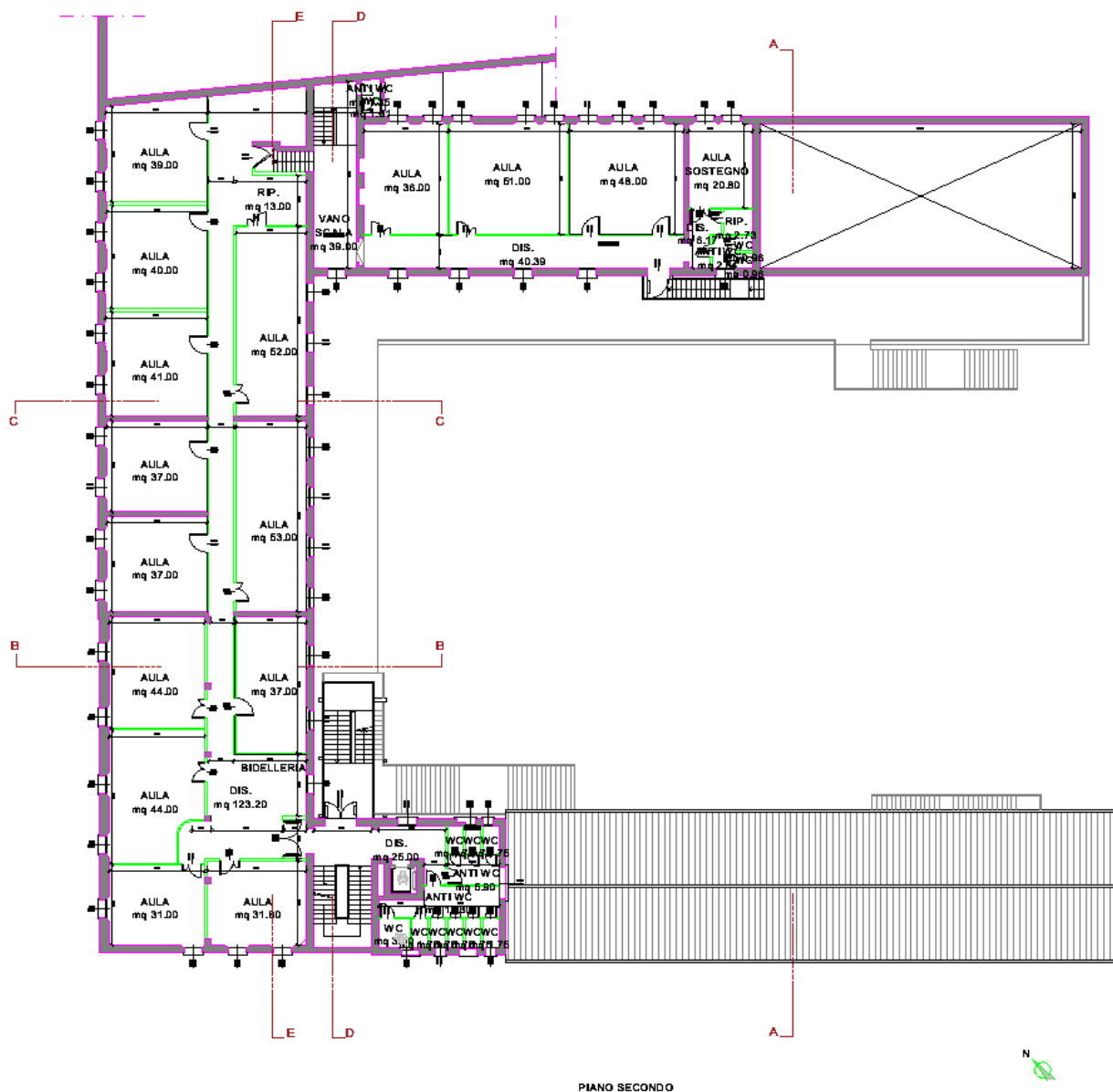
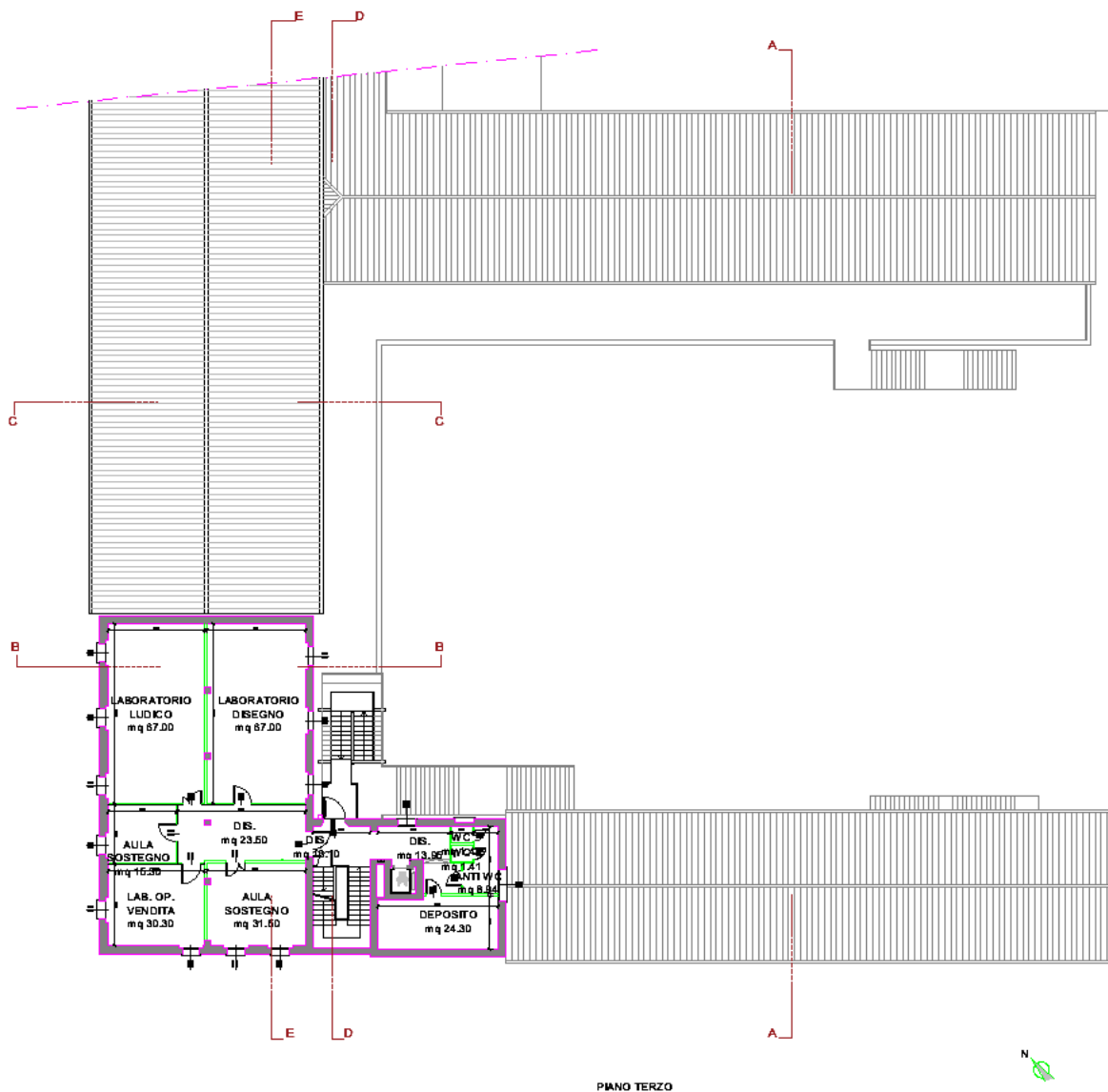
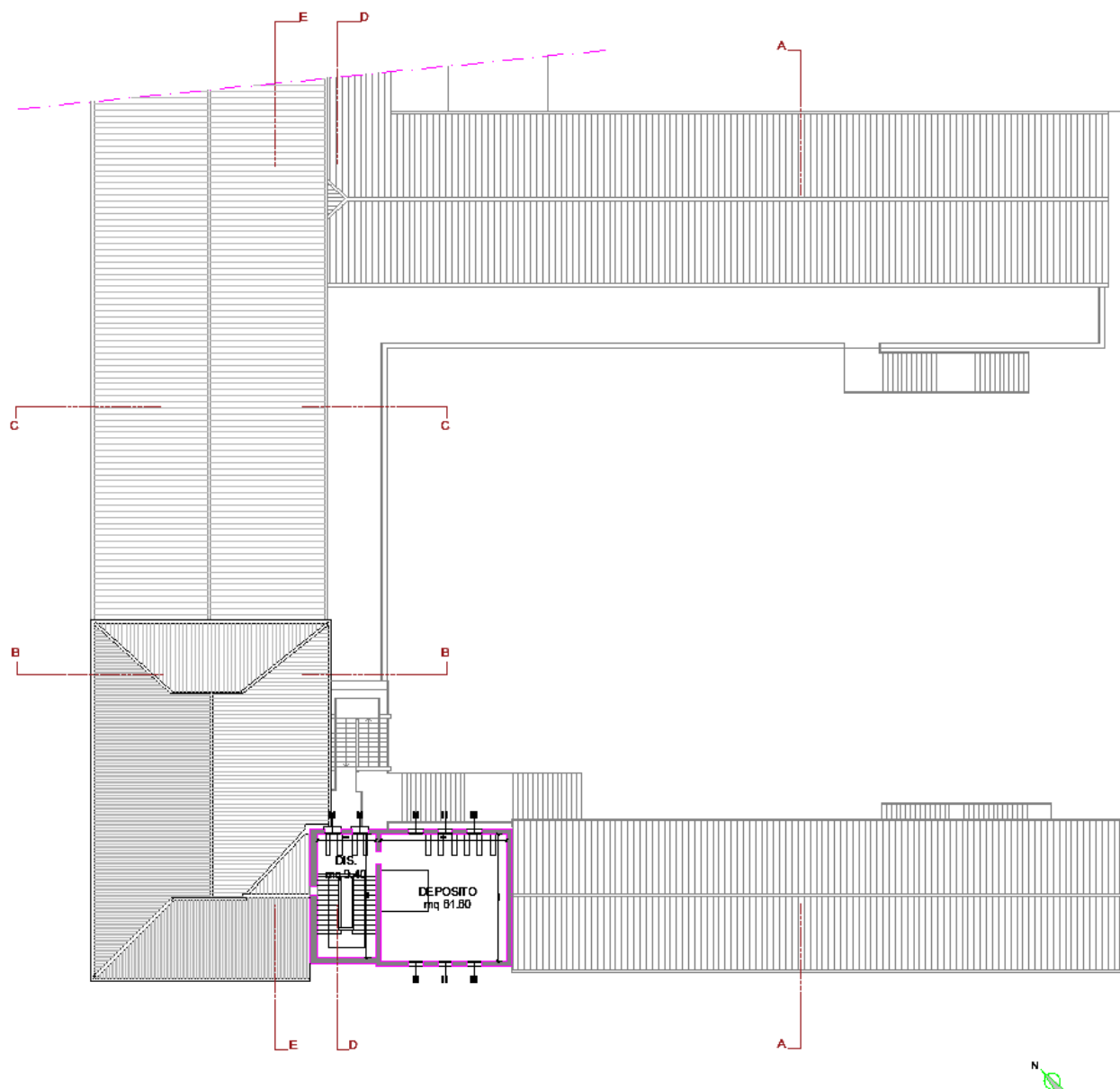


Figura 14 Pianta piano secondo





PIANO SOTTOTETTO

Figura 16 Pianta piano sottotetto

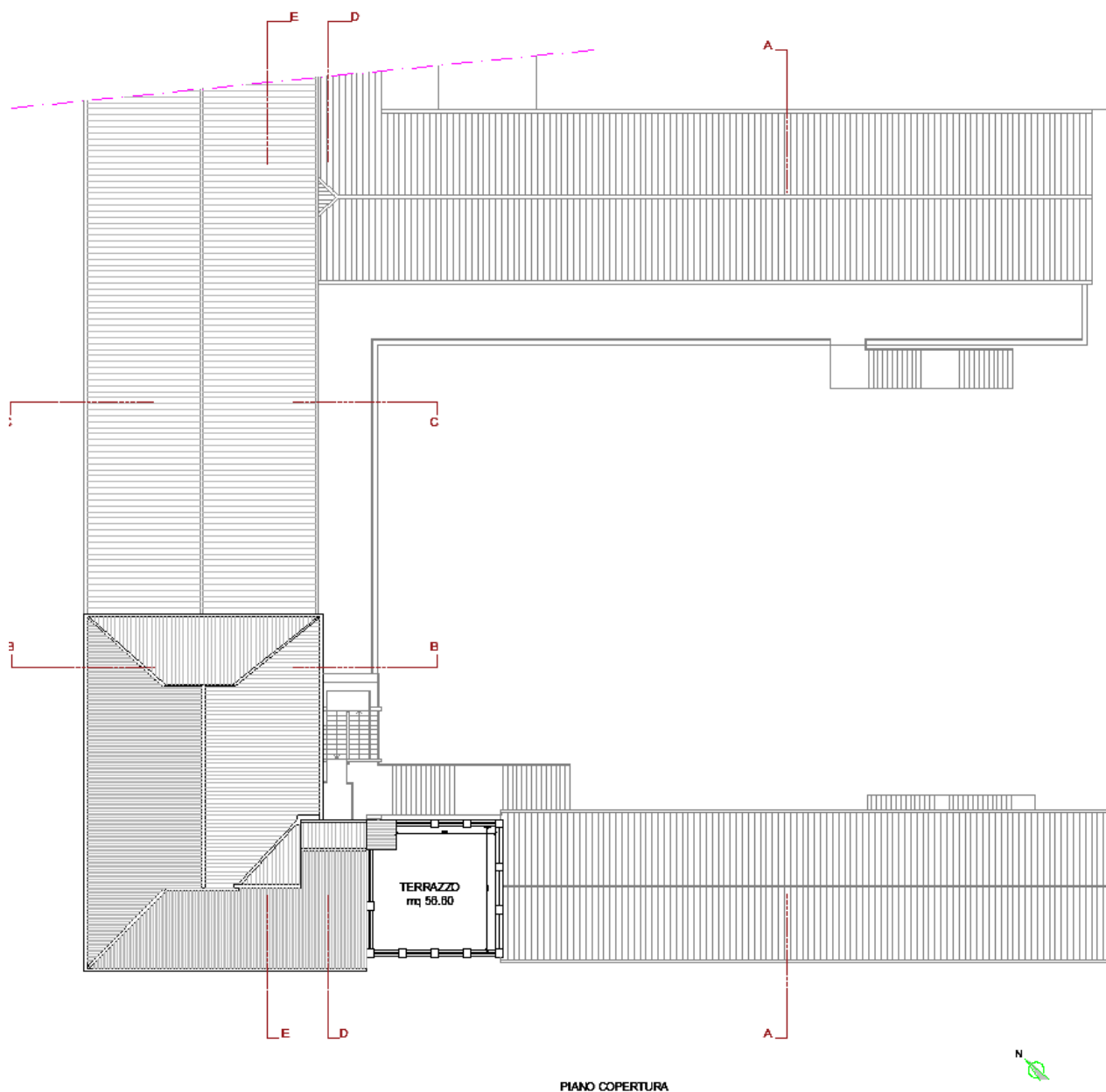


Figura 17 Pianta copertura

L'intervento di miglioramento sismico delle strutture del Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa" è basato sull'analisi di vulnerabilità svolta nello stato di fatto dei diversi corpi dell'istituto scolastico. L'analisi di vulnerabilità ha evidenziato una serie di carenze strutturali sia in condizioni di carichi gravitazionali con riferimento allo SLU, come definito al par. 2.5.3 delle NTC 2018 che alle condizioni di carattere sismico.

I principali interventi attuati per la mitigazione delle carenze intrinseche sono di seguito elencate:

- Realizzazione di setti sismo resistenti nel corpo A per la direzione trasversale;
- Realizzazione di fondazione su micropali per i nuovi setti del corpo A;



- Realizzazione di diaframmi rigidi di piano a secco mediante inserimento di struttura reticolare in legno e cavi di acciaio all'intradosso dei soli esistenti;
- Realizzazione di diaframmi rigidi di piano mediante realizzazione di soletta in calcestruzzo strutturale alleggerito armato;
- Alleggerimento di solai "pesanti" esistenti in c.a. mediante demolizione e realizzazione di solai ex novo "leggero".
- Interventi di rinforzo locale di maschi murari e fasce con betoncino armato;
- Intervento di rinforzo locale di maschi murari e fasce mediante applicazione di fasce in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza;
- Intervento di chiusura di aperture mediante scuci e cucì;
- Interventi di scuci e cucì e ripristino murario per le fasce dei corpi D ed E, fasce visibilmente danneggiati nel suo stato di fatto;
- Intervento di allargamento della sezione resistente di maschi murari di piccole dimensioni mediante intervento di scuci e cucì.

Si prevede inoltre la realizzazione di una platea di fondazione ex novo per l'installazione del gruppo pompa e dei serbatoi del sistema antincendio.

## **C) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI, TRA CUI LE EVENTUALI PRESCRIZIONI SISMICHE CONTENUTE NEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E URBANISTICA**

Il progetto di miglioramento sismico nonché la valutazione della sicurezza statica del fabbricato, saranno condotte con riferimento al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/ 01/2018. In particolare, si farà riferimento al capitolo 8 della suddetta normativa, recante le prescrizioni in merito alla valutazione della sicurezza delle strutture esistenti. In data 11 febbraio 2019 è stata, altresì, pubblicata in Gazzetta Ufficiale la Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21/01/2019 n.7 che fornisce le istruzioni per l'applicazione del citato DM 17/01/2018.

Per tutte le indicazioni normative non esplicitamente contenute nei suddetti documenti, la presente attività di valutazione della sicurezza sismica e statica è stata condotta con riferimento a normative precedenti o europee di comprovata validità.

Nel seguito si riporta un elenco delle principali norme, che hanno costituito le linee guida della presente attività:

- D.M. 17.01.2018 del Ministero delle Infrastrutture: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni";





- Circolare n.7 del 21/01/2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
- D.M. 14.1.2008 del Ministero delle Infrastrutture: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare n.617 del 02.02.2009: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008";
- Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle Norme Tecniche sulle costruzioni (D.M. 14/01/2008)
- Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia de L'Aquila, 6 aprile 2009);
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni;
- D.P.C.M. del 21.10.2003: "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".
- Eurocodice 1: EN 1991 Azioni sulle strutture;
- Eurocodice 2: ENV 1992 Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- Eurocodice 6: UNI EN 1996 Progettazione delle strutture di murature;
- Eurocodice 8: EN 1998 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n.21745 del 30.7.1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."
- D.M. 2.7.1981: "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."
- Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34 della Regione Umbria: "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."
- Legge n.64 del 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- R. Decreto Legge 16 Novembre 1939- XVIII n.2229 (Suppl. Ord. Alla Gazzetta Ufficiale, n.92 del 18 aprile 1940) Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.



## D) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO (VITA NOMINALE - $V_N$ , CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO - $V_R$ , CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO, CATEGORIA TOPOGRAFICA, AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA, ZONA SISMICA DEL SITO, COORDINATE GEOGRAFICHE DEL SITO), DELLE AZIONI CONSIDERATE SULLA COSTRUZIONE E DEGLI EVENTUALI SCENARI DI AZIONI ECCEZIONALI

### D.1 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. delle NTC 2018. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo. L'Unità Strutturale, oggetto della presente verifica di sicurezza, rientra nelle COSTRUZIONI DI TIPO 2 CON LIVELLI DI PRESTAZIONI ORDINARI e  $V_N=50$  anni.

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in CLASSI D'USO così definite:

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

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

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

**Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti**, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B.





Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

**Gli istituti scolastici, come quello in oggetto, appartengono alla Classe III.**

Sulla base della classe d'uso dell'edificio è possibile individuare un COEFFICIENTE D'USO  $C_U$ , fornito in tab.2.4.II delle NTC 2018

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

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

che consente la definizione di un periodo di riferimento  $V_R$ , utile per la definizione della domanda sismica.

**L'Unità strutturale, oggetto della verifica di sicurezza, ha un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ , cui corrisponde un periodo di riferimento  $V_R = V_N \times C_U = 75$  anni.**

## D.2 AZIONE SISMICA

In accordo alle indicazioni del par. 8.3 delle NTC 2018, le verifiche agli SLU in condizioni sismiche su strutture esistenti possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al par.7.3.6. delle NTC 2018.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

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

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle





azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

**Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato**

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

Figura 18 Tab 3.2.I Probabilità di superamento PVR

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR si ricava il periodo di ritorno TR del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{VR}) \quad [3.2.0]$$

In accordo alle indicazioni del par.8.3 delle NTC, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti possono essere eseguite con riferimento ai solo SLU, considerando per la combinazione sismica il rispetto della condizione SLV o in alternativa la condizione SLC.

#### CATEGORIA DI SUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE DEL SITO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 del D.M. 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II della stessa norma, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2 del D.M. 2018. I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione.

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



Dove

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

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal para-metro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II del D.M. 2018.

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

Figura 19 Tab.3.2.II del D.M. 17/01/2018

Al fine di caratterizzare sismicamente l'area in esame, La Classedil s.r.l., in data 9 Settembre 2021, ha eseguito una prospezione geofisica consistente in una prova di sismica attiva (SASW/MASW) nel cortile interno del Polo Tecnico Professionale – Sezione Professionale E. Stoppa in Comune di Lugo (RA); la prospezione è stata effettuata con uno stendimento di lunghezza pari a 36 m e passo intergeofonico pari a 2 m. Le prove SASW/MASW sono utili per ricavare il parametro  $V_{s30}$ , richiesto dalla nuova normativa sismica. Questo tipo di indagine mira a ricostruire la curva di dispersione della velocità di fase delle onde di superficie generate in sede di energizzazione. Tramite le prove MASW vengono misurate le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze. La variazione di velocità a diverse frequenze (dispersione) è imputabile prevalentemente alla stratificazione delle velocità delle onde S i cui valori sono ricavabili da una procedura di inversione numerica. Le informazioni che seguono fanno riferimento al RAPPORTO DI PROVA RdP2021056-B\_Rev.1 del 16/09/2021 allegato alla presente documentazione.





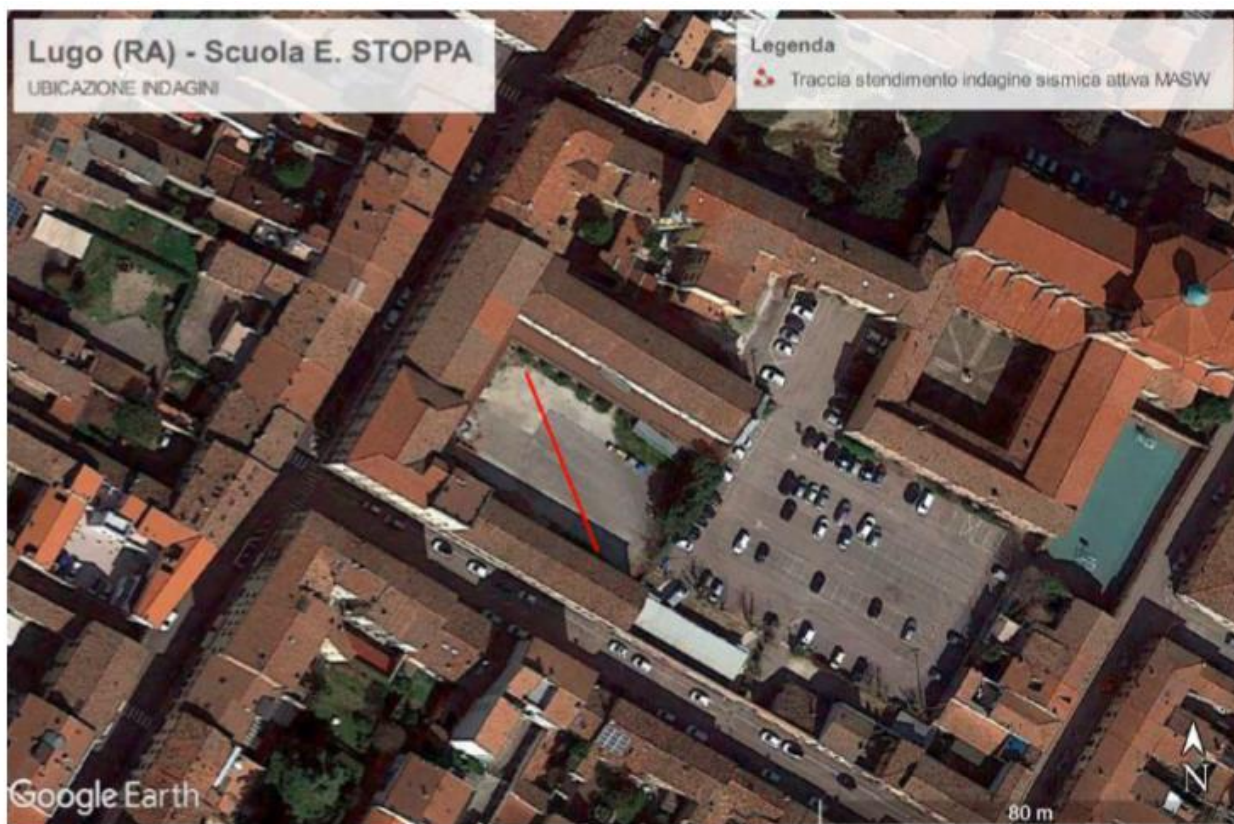


Figura 20 Ubicazione prospezione SASW/MASW



Figura 21 Esecuzione di prospezione SASW/MASW



LUGO (RA)-POLO TECNICO PROFESSIONALE – SEZ. PROFESSIONALE E. STOPPA  
MISURA DI SISMICA ATTIVA – SASW CON ELABORAZIONE MASW

Inizio registrazione: 09/09/21 11:11:13 Fine registrazione: 09/09/21 11:31:51  
Durata registrazione: 0h00'02" Freq. campionamento: 512 Hz

Nomi canali: B1 ; B2 ; B3 ; B4 ; B5 ; B6 ; B7 ; B8 ;  
B9 ; B10 ; B11 ; B12 ; B13 ; B14 ; B15 ; B16 ; B17 ;  
B18

Array geometry 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.0 16.0 18.0 20.0 22.0 24.0 26.0 28.0 30.0 32.0 34.0 36.0

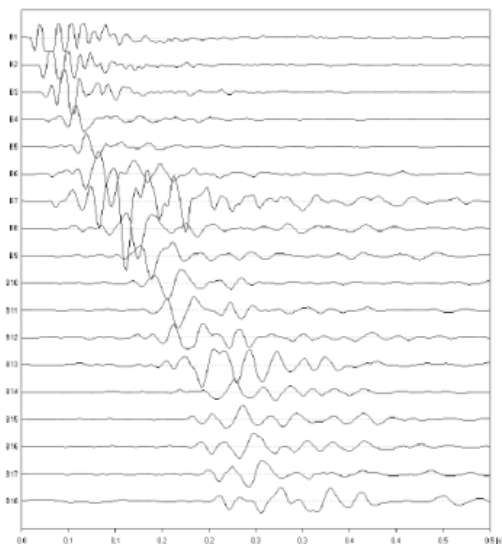


Figura 22 Risultati delle Indagini (SASW/MASW)

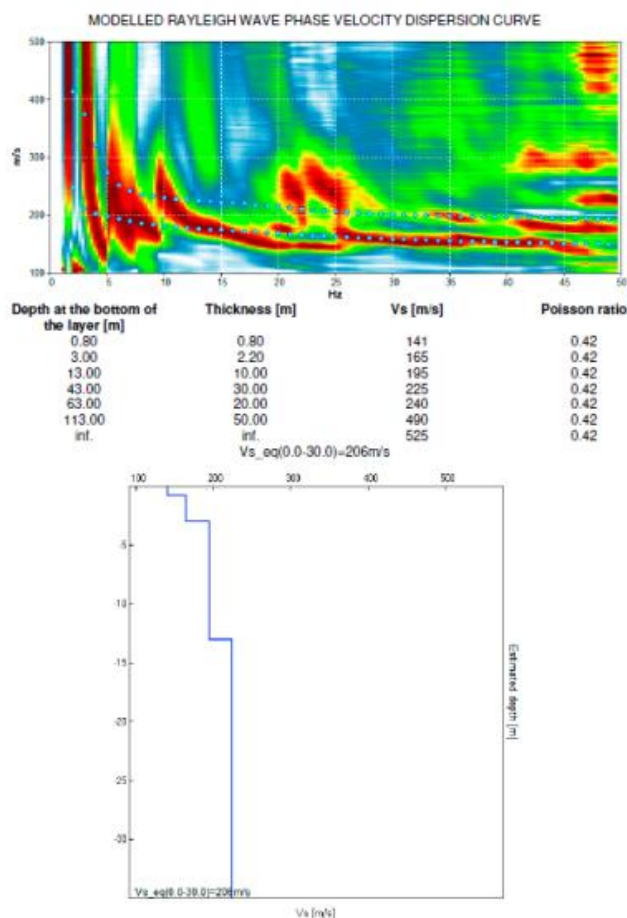


Figura 23 Risultati delle Indagini (SASW/MASW)

Relativamente alla valutazione della Risposta Sismica Locale del sito con procedura semplificata (NTC-2018), che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, il valore di Vs\_eq rilevato corrisponde all'intervallo che definisce la **CATEGORIA DI SOTTOSUOLO "C"**.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III D.M.2018):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 24 Tab.3.2.III D.M. 17/01/2018 - Categorie topografie

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica l'area in oggetto può essere classificata di categoria **T1 "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ "**.





## SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico,  $S_e$ , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

$T$  è il periodo proprio di vibrazione;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica.

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione.

$F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_c \cdot T_c^*, \quad [3.2.5]$$



dove:  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $CC$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo.

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad [3.2.7]$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove. In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2 delle NTC 2018, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$ , il coefficiente topografico  $ST$  e il coefficiente  $CC$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

**Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$**

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 25 Tab.3.2.IV - Valori dei coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  per le diverse categorie di suolo

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $ST$  riportati nella Tab. 3.2.V delle NTC 2018, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 delle NTC 2018 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.





Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 26 Tab.3.2.V Valori dei coefficienti di amplificazione topografica  $S_T$

Si riporta nel seguito la scheda di localizzazione del sito e la definizione dello spettro elastico della componente orizzontale e verticale del sisma.

Sito    Struttura    Componenti

**Ubicazione del sito**

Longitudine:  Latitudine:

Tipo di interpolazione: ☐ Media ponderata ([3] in §All. A) ☒ Superficie rigata [SCA]

Tab. 2, All. B:

**Reticolo intorno al sito**

Sito di ubicazione della costruzione:  
Long. = 11.910454, Lat. = 44.417634

Vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito:  
1: ID 17404: Long. = 11.88192, Lat. = 44.37395, distanza dal sito (km) = 5.36  
2: ID 17182: Long. = 11.88061, Lat. = 44.42395, distanza dal sito (km) = 2.472  
3: ID 17183: Long. = 11.95059, Lat. = 44.42487, distanza dal sito (km) = 3.287  
4: ID 17405: Long. = 11.95178, Lat. = 44.37489, distanza dal sito (km) = 5.777

Risultano 2 Comuni compresi nella maglia:  
Cotignola (RA): 11.941667, 44.384444  
Lugo (RA): 11.912222, 44.419167

Comune più vicino al sito:  
Lugo (RA): 11.912222, 44.419167



#### Pericolosità sismica di base

T,R (anni)	a,g (g)	F.o	T,C* (sec)
30	0.056	2.449	0.260
50	0.071	2.436	0.270
72	0.083	2.444	0.280
101	0.096	2.437	0.289
140	0.110	2.445	0.290
201	0.129	2.433	0.290
475	0.183	2.408	0.306
975	0.239	2.398	0.311
2475	0.326	2.428	0.326

#### Risposta sismica locale

##### Approccio semplificato secondo Normativa

Categoria di sottosuolo

Categoria topografica

Quota sito/Altezza rilievo   $[0 \leq (h/H) \leq 1]$

Amplificazione topografica  $S_T$    $(§3.2.3.2.1: S_T = 1.000)$

T,R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F.o	T,C (sec)	a,max (g)	F.v	T,C (sec)
30	0.084	2.449	0.426	0.056	0.782	0.150
50	0.107	2.436	0.437	0.071	0.876	0.150
72	0.125	2.444	0.447	0.083	0.951	0.150
101	0.144	2.437	0.457	0.096	1.019	0.150
140	0.165	2.445	0.458	0.110	1.095	0.150
201	0.194	2.433	0.458	0.129	1.180	0.150
475	0.263	2.408	0.475	0.183	1.391	0.150
975	0.324	2.398	0.480	0.239	1.583	0.150
2475	0.399	2.428	0.496	0.326	1.872	0.150

#### Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni):  $V_N =$

Classe d'uso:

Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni):  $V_R = V_N * C_U = 75$

Probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  (Tab. 3.2.I)  
Tempo di ritorno  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P,VR (%)	T,R (anni)
SLO	81	45
SLD	63	75
SLV	10	712
SLC	5	1462



#### Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale							Verticale					
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)
SLO	45	0.068	1.500	1.500	2.439	0.145	0.434	1.872	0.068	1.000	0.859	0.050	0.150	1.000
SLD	75	0.084	1.500	1.500	2.443	0.149	0.448	1.936	0.084	1.000	0.956	0.050	0.150	1.000
SLV	712	0.213	1.393	1.393	2.402	0.159	0.478	2.452	0.213	1.000	1.497	0.050	0.150	1.000
SLC	1462	0.274	1.304	1.304	2.411	0.162	0.486	2.696	0.274	1.000	1.704	0.050	0.150	1.000

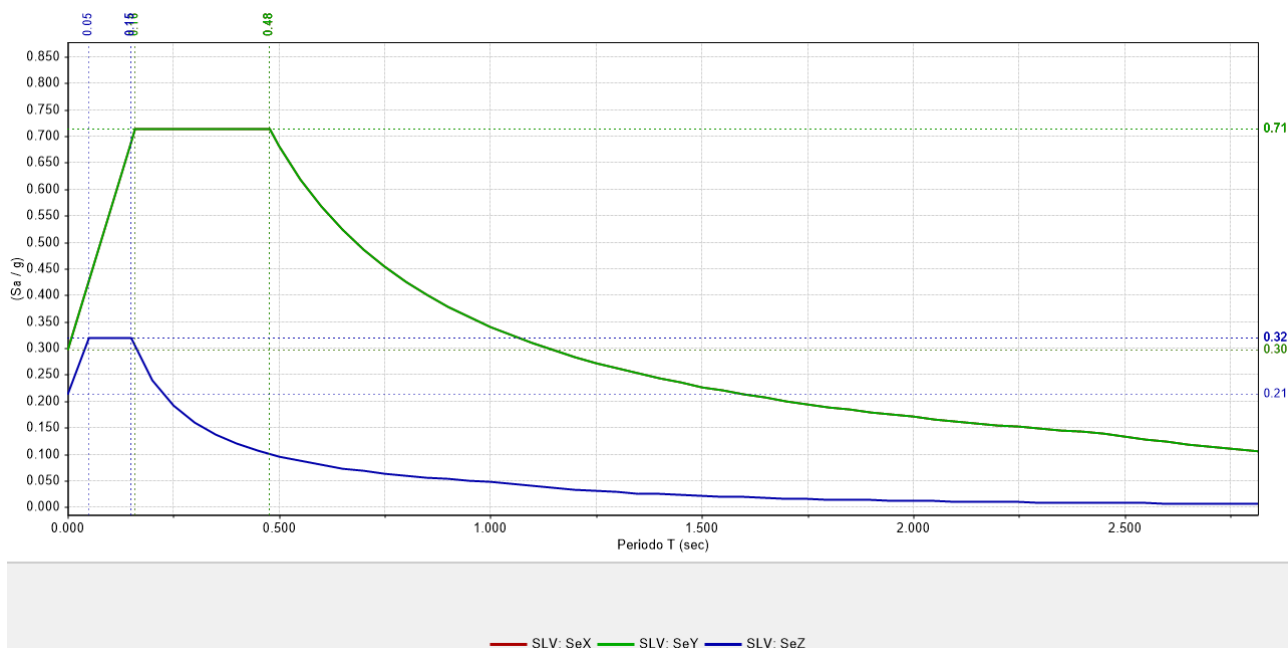


Figura 27 Spettri elastici di progetto delle componenti orizzontali e verticali allo SLV

#### FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRO DI PROGETTO

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata. Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, **nel caso di analisi non lineare statica ponendo  $\eta = 1$ , nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento**. Il valore del fattore di comportamento  $q$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. In accordo alle prescrizioni del cap.C8.5.5 della Circolare n.7/2019 per la verifica di edifici esistenti con analisi lineare e impiego del fattore di struttura  $q$ , si possono utilizzare i seguenti valori:



- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \alpha_u / \alpha_1$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura >15% (elementi semipieni, forati...).

in cui  $\alpha_u / \alpha_1$  sono definiti in accordo al par. 7.8.1.3 delle NTC 2018. In assenza di più precise valutazioni, il rapporto non può essere assunto superiore a 1.5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di  $q$  sono ridotti del 25%.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u / \alpha_1$ :

- costruzioni di muratura ordinaria  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,7$
- costruzioni di muratura armata  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$
- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$
- costruzioni di muratura confinata  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,6$
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ .

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_u / \alpha_1$  pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

**La costruzione in esame è non regolare in altezza si applica dunque la riduzione del 25% per  $q$  valutato per strutture regolari in altezza; la costruzione è non regolare in pianta, per cui si assume un coefficiente di partenza  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,7$  corrispondente alla categoria di costruzioni in muratura ordinaria, mediato con il valore unitario.**

Il fattore di comportamento della struttura si assume pertanto pari a :

$$q_{lim} = 0.75 \times 2.00 \times ((1.7+1)/2) = 2.00.$$

L'analisi dei meccanismi complanari della struttura verranno analizzati con un'analisi statica non lineare tipo Push over considerando un'azione sismica corrispondente allo spettro elastico con **fattore di comportamento  $q=1$** ; le **verifiche di resistenza fuori piano** vengono eseguite separatamente considerando un'analisi dinamica modale con spettro di risposta di progetto con **fattore di comportamento  $q=3$** , in accordo alle indicazioni del par.7.8.1.5.2 delle NTC 2018.

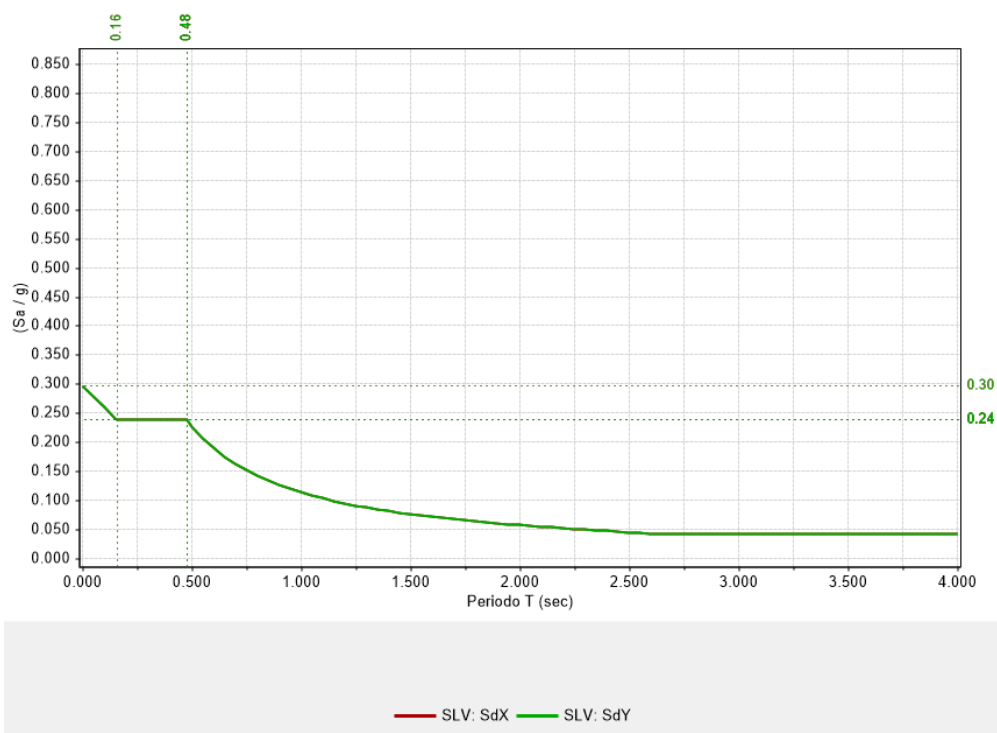


Figura 28 Spettro di progetto per verifica fuori piano convenzionale  $q=3$

### D.3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel seguito i valori dei carichi adottati nel modello di calcolo e basati sulle indagini effettuate in sito e i valori di carico risultanti dagli interventi di progetto.



## CORPO A

ID:	Solaio corpo A +4.82					
tipo:	VE.04-SI.03					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.25	0.07	1.00	0.40	25	1.09
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
Pignatta	0.25	1.00	1.00	1.00	8	2.00
<b>gk1</b>						<b>4.34</b>
ID:	Solaio corpo A +4.82					
tipo:	VE.04-SI.03					
massetto	0.04	1.00	1.00	1.00	22	0.77
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.02	1.00	1.00	1.00	20	0.30
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>2.26</b>
ID:	Solaio corpo A +4.82					
tipo:	VE.04-SI.03					
<b>qk</b>	cat. C					<b>3.00</b>

ID:	Solaio corpo A sottotetto					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.07	1.00	0.40	25	0.88
soletta c.a	0.04	1.00	1.00	1.00	25	1.00
Pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
<b>gk1</b>						<b>3.48</b>
ID:	Solaio corpo A sottotetto					
tipo:						
massetto	0.00	1.00	1.00	1.00	22	0.00
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
tramezzi						0.00
intonaco	0.00	1.00	1.00	1.00	19	0.00
<b>gk2</b>						<b>0.00</b>
ID:	Solaio corpo A sottotetto					
tipo:						
<b>qk</b>	cat. H					<b>0.50</b>



## CORPO B

ID:	Solaio corpo B +4.82m, +8.86m, +12.66 m, +15.81 m					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.08	1.00	0.40	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
<b>gk1</b>						<b>3.85</b>
ID:	Solaio corpo B +4.82m, +8.86m, +12.66 m, +15.81 m					
tipo:						
massetto	0.05	1.00	1.00	1.00	20	1.00
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	22	0.22
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>2.41</b>
ID:	Solaio corpo B +4.82m, +8.86m, +12.66 m, +15.81 m					
tipo:						
<b>qk</b>	cat. C					<b>3.00</b>

ID:	Solaio copertura corpo B latero-cemento					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.16	0.06	1.00	0.30	25	0.80
soletta c.a	0.00	1.00	1.00	1.00	25	0.00
pignatta	0.16	1.00	1.00	1.00	8	1.28
<b>gk1</b>						<b>2.08</b>
ID:	Solaio copertura corpo B latero-cemento					
tipo:						
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	20	0.60
guaina	0.00	1.00	1.00	1.00	0	0.10
pavimento linoleum	0.00	1.00	1.00	1.00	10	0.00
tramezzi						0.00
intonaco	0.02	1.00	1.00	1.00	19	0.29
<b>gk2</b>						<b>0.99</b>
ID:	Solaio copertura corpo B latero-cemento					
tipo:						
<b>qk</b>	cat. H					<b>0.50</b>





## CORPO C

ID:	Solaio corpo C +4.82m lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.10	1.00	0.50	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
Pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
<b>gk1</b>						<b>3.85</b>
ID:	Solaio corpo C +4.82m lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
massetto	0.05	1.00	1.00	1.00	22	1.10
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						0.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>1.39</b>
ID:	Solaio corpo C +4.82m lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
<b>qk</b>	cat. C					<b>3.00</b>

ID:	Solaio corpo C 8.86 m, +12.66 m- lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.10	1.00	0.50	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
Pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
soletta c.a. alleggerita	0.05	1.00	1.00	1.00	18	1.60
<b>gk1</b>						<b>5.45</b>
ID:	Solaio corpo C 8.86 m, +12.66 m- lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	18	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						0.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>0.83</b>
ID:	Solaio corpo C 8.86 m, +12.66 m- lato Via Cortesi					
tipo:	VE.01-SI.01					
<b>qk</b>	cat. C					<b>3.00</b>



ID:	Solaio copertura corpo C latero-cemento					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.16	0.06	1.00	0.30	25	0.80
soletta c.a	0.00	1.00	1.00	1.00	25	0.00
pignatta	0.16	1.00	1.00	1.00	8	1.28
<b>gk1</b>						<b>2.08</b>
ID:	Solaio copertura corpo C latero-cemento					
tipo:						
tegole	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.40
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento linoleum	0.00	1.00	1.00	1.00	10	0.00
tramezzi						0.00
intonaco	0.00	1.00	1.00	1.00	19	0.00
<b>gk2</b>						<b>0.40</b>
ID:	Solaio copertura corpo C latero-cemento					
tipo:						
<b>qk</b>	cat. H					<b>0.50</b>
ID:	Solaio corpo C +4.82, +8.86 lato palestre					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.24	0.14	1.00	0.50	25	1.68
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	18	0.90
Pignatta	0.00	1.00	1.00	1.00	0	0.00
<b>gk1</b>						<b>2.58</b>
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	20	0.20
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>1.93</b>
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
<b>qk</b>	cat. C					<b>3.00</b>



ID:	Solaio di copertura					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
travi	0.15	0.15	1.00	1.00	5	0.11
travicelli	0.03	0.08	1.00	0.20	5	0.06
pianelle	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
<b>gk1</b>						<b>0.71</b>
ID:	Solaio di copertura					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
membrana freno vapore						0.05
guaina						0.20
tegole						0.60
<b>gk2</b>						<b>0.85</b>
ID:	Solaio di copertura					
tipo:	legno massiccio					
qk	cat.H					<b>0.50</b>
qneve	cat.neve					<b>0.80</b>

#### CORPO D

ID:	Solaio corpo D +6.9m					
tipo:	VE.03-SI.04					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travi doppio IPN280					0.88	1.09
soletta c.a	0.03	1.00	1.00	1.00	25	0.75
pignatta	0.22	1.00	1.00	1.00	8	1.76
<b>gk1</b>						<b>3.60</b>
ID:	Solaio corpo D +6.9m					
tipo:	SI.04					
massetto	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento linoleum	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>1.29</b>
ID:	Solaio corpo D +6.9m					
tipo:	SI.04					
qk	cat. C					<b>3.00</b>



ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
travi	0.15	0.15	1.00	1.00	5	0.11
travicelli	0.03	0.08	1.00	0.20	5	0.06
pianelle	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
<b>gk1</b>						<b>0.71</b>
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
membrana freno vapore						0.05
volta in camorcanna						0.55
guaina						0.20
tegole						0.60
<b>gk2</b>						<b>1.40</b>
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
qk	cat.H					0.50
qneve	cat.neve					0.80



## CORPO E

ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
travi	0.15	0.15	1.00	1.00	5	0.11
travicelli	0.03	0.08	1.00	0.20	5	0.06
pianelle	0.03	1.00	1.00	1.00	18	0.54
<b>gk1</b>						<b>0.71</b>
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
membrana freno vapore						0.05
volta in camorcanna						0.55
guaina						0.20
tegole						0.60
<b>gk2</b>						<b>1.40</b>
ID:	Solaio di copertura+volte					
tipo:	legno massiccio					
qk	cat.H					0.50
qneve	cat.neve					0.80





## PENSILINA ESTERNA

ID:	Solaio pensilina esterna					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.20	0.10	1.00	0.50	25	1.00
soletta c.a	0.05	1.00	1.00	1.00	25	1.25
pignatta	0.20	1.00	1.00	1.00	8	1.60
gk1						3.85
ID:	Solaio pensilina esterna					
tipo:						
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	20	0.60
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento linoleum	0.01	1.00	1.00	1.00	10	0.10
tramezzi						0.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						0.89
ID:	Solaio pensilina esterna					
tipo:						
qk	cat. C					4.00

## AZIONE DELLA NEVE

Il valore caratteristico del carico accidentale da neve viene determinato sulla base delle prescrizioni del par. 3.4 delle NTC 2018.

### 1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota  $as \leq 1500$  m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini  $as \geq 1500$  m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1  $a_s$  (altitudine sul livello del mare):  [m]



<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona III</b> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

## 2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo **1.50** [kN/m<sup>2</sup>]

## 3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

### 3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta  $C_e=1$ . Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1



### 3.1.1 Classe di topografia:

Normale

### Il coefficiente di esposizione vale:

$C_E$

1.00

### 3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

### Il coefficiente topografico vale:

$C_t$

1.00

### 3.2 Coefficiente di forma

#### 3.2.1 Inclinazione della falda $\alpha$ (1)

40 [deg]

#### 3.2.2 Inclinazione della falda $\alpha$ (2)

40 [deg]

## 4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

$C_t$  (coefficiente termico)

$\alpha_1$ (inclinazione falda)	40 [deg]
$\alpha_2$ (inclinazione falda)	40 [deg]

$\mu_1$ ( $\alpha_1$ )	0.53
$\mu_1$ ( $\alpha_2$ )	0.53

Si considera un carico da neve in copertura pari a 80 kg/m<sup>2</sup>.

## E) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE, DEI REQUISITI DI RESISTENZA MECCANICA E DI DURABILITÀ CONSIDERATI

Le indagini effettuate a cura della Classedil s.r.l. relative al rapporto di prova RdP2021056-A\_Rev.1 del 23/09/2021 consistono in:

- **Indagini visive** su murature mediante saggi per l'individuazione della tipologia muraria e del grado di ammorsamento dei cantonali;
- Stima delle caratteristiche di deformabilità e della resistenza di rottura di muratura portante mediante test semi distruttivo con **martinetti piatti doppi**;
- Stima della resistenza a compressione della malta mediante **prove penetrometriche**;



**S.A.G.I. S.r.l.**  
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria  
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)  
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580  
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -





- Stima della resistenza a taglio dei giunti di malta mediante **prova di taglio diretto** (shove test).

L'Unità Strutturale (US) che ospita i locali del Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa" è costituito dall'aggregazione di 5 corpi di fabbrica, differenti per epoca di costruzione, geometria e tipologia costruttiva. Le strutture portanti dei diversi corpi di fabbrica sono state oggetto di una serie di interventi di importanza anche rilevante, come sopraelevazioni. Tali interventi sono stati realizzati in periodi temporali differenti e in alcuni casi difficilmente databili. Un'approfondita analisi storico- critica e la consultazione della documentazione messa a disposizione dell'amministrazione, hanno consentito di individuare "macroscopicamente" le fasi che si sono succedute nel tempo. Le attività di rilievo e la campagna di indagine condotta hanno consentito di individuare alcune peculiarità della struttura, non evincibili da documenti storici o dagli elaborati forniti dall'amministrazione.

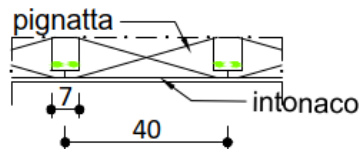
In particolare Il **corpo A**, oggetto di un intervento di **sopraelevazione di un piano**, presenta all'interno della struttura principale in **muratura di mattoni pieni e malta di calce, alcuni elementi in c.a.**. Gli elementi possono farsi risalire proprio all'epoca della sopraelevazione e della realizzazione di un solaio non praticabile in c.a. di sottotetto con **copertura a capriate in legno**. Il solaio di **calpestio del piano primo è di tipo latero-cementizio, tipo 25+5**, con travetti prefabbricati da 7 cm ad un passo di 40 cm.

### SI.03

#### SOLAIO

piano terra

scala 1:20



Stratigrafia rilevata

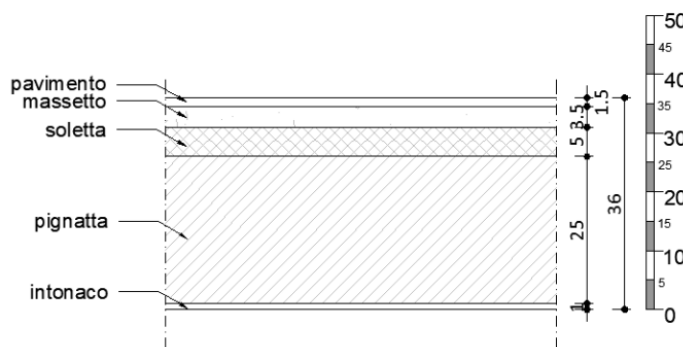


Figura 29 Solaio calpestio piano primo corpo A

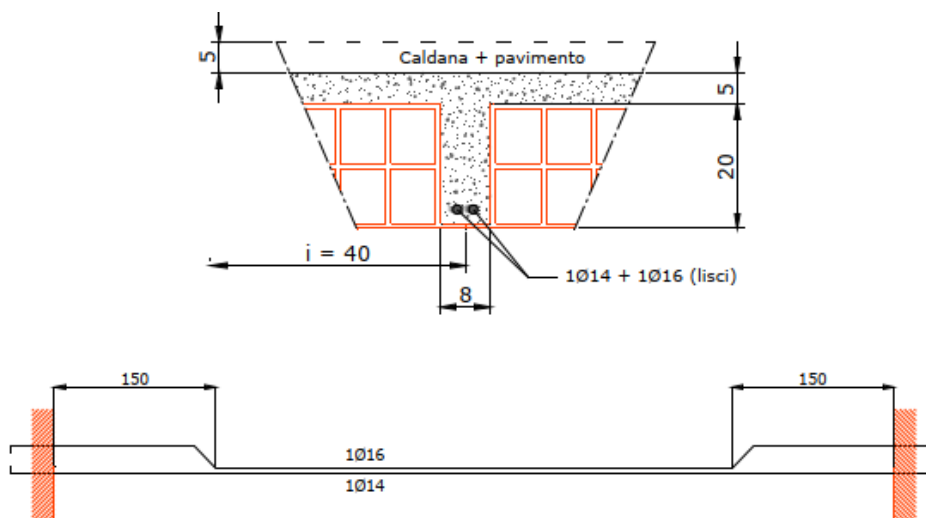
Il rilievo ha consentito di individuare la presenza di un cordolo di piano in c.a. in corrispondenza del primo impalcato.



Figura 30 Cordolo di piano corpo A

Per la valutazione dei carichi del solaio di sottotetto non praticabile si è ipotizzata l'assenza di una stratigrafia di finitura con massetto e pavimento. Il **sondaggio Am.A.3** realizzato in corrispondenza dell'intersezione muraria tra il **muro di spina** centrale e la muratura perimetrale ha evidenziato un **buon ammorsamento**; tuttavia, la parete risulta essere realizzata con **mattoni forati**.

Il corpo B, denominato "Torretta" è **stato oggetto di sopraelevazione di due livelli con copertura sommitale praticabile**. La struttura portante principale è in **mattoni pieni e malta di calce**, ad eccezione della muratura della sopraelevazione, più recente, che si ipotizza possa presidi malta cementizia. Le informazioni relative ai solai presenti in situ sono state dedotte dagli elaborati relativi all'intervento per la realizzazione del vano ascensore, adiacente al vano scale appartenente allo stesso corpo. I **solai** riscontrati sono del tipo **latero-cemento gettato in opera con spessore 20+5** e travetti di larghezza 8 cm ad interasse di 40 cm con presenza di **caldana di 5 cm e pavimento** per i solai di interpiano.



Al piano di sottotetto sono presenti due travi in c.a. a sostegno della copertura praticabile in latero-cemento.



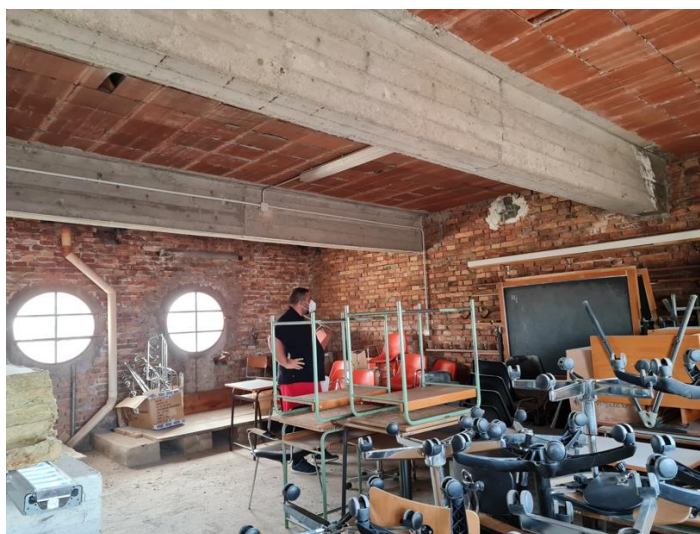


Figura 31 Travi di copertura corpo B

Il **vano ascensore** è stato realizzato in **muratura portante tipo Poroton**. Il vano risulta essere idoneamente giuntato rispetto alla struttura pre esistente in corrispondenza dei diversi interpiani. Sono state realizzate delle opere in continuità solo in corrispondenza dei singoli impalcati dove si è resa necessaria l'apertura di fori in solai esistenti con realizzazione di travetti rompitratta ex-novo. La fondazione del vano ascensore è del tipo su pali. La realizzazione dello scavo fondale ha consentito di indagare le fondazioni esistenti della muratura portante principale del corpo. È stata riscontrata la presenza di **fondazioni in muratura di mattoni pieni e malta di calce**, come per l'elevazione con **allargamento dell'impronta "a gradini"** e una **sottofondazione in calcestruzzo**, ipotizzabile non armato, di altezza 80 cm. Complessivamente, le murature si ipotizzano fondate su travi con allargamenti laterali di 65 cm + 65 cm + lo spessore murario e un **piano di posa che si attesta a circa -185 cm dal piano campagna**.

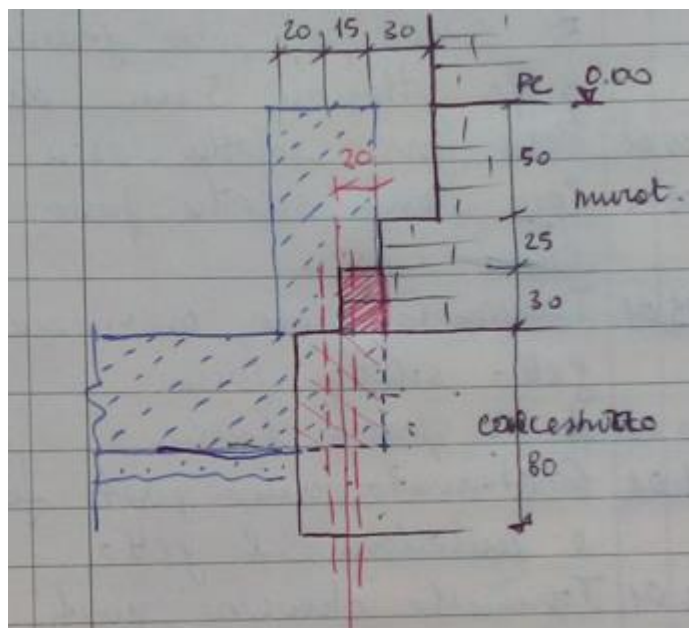


Figura 32 Schema fondazione rilevata alla base del Corpo B



Il corpo C si sviluppa su via Baracca con pianta rettangolare. All'incrocio con via Cortesi presenta una porzione del corpo con sopraelevazione di un piano. La struttura portante principale è in **mattoni pieni e malta di calce** ad eccezione del corpo sopraelevato che presenta al suo interno un **telaio longitudinale in c.a.** con sviluppo dal piano di fondazione alla copertura. I **solai sono di tipo latero-cementizio**, i sondaggi realizzati hanno evidenziato struttura e stratigrafie variabili.

Il **solaio del primo impalcato del corpo lato telaio in c.a.** è un **solaio 20+5 con travetti da 5 cm a passo 40 cm** armati con 1 $\phi$ 14 e 1 $\phi$ 10.

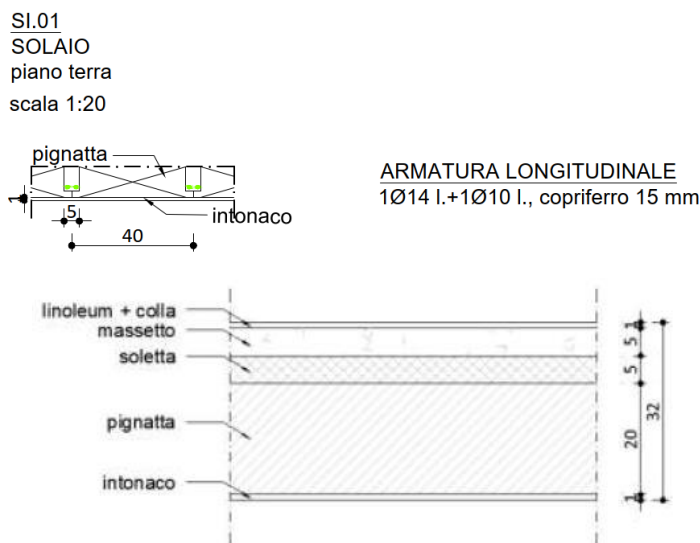


Figura 33 Solaio calpestio piano primo -Corpo C- lato via Cortesi

Il **solaio del secondo impalcato** lato via Cortesi è stato indagato con pacometro, fornendo le seguenti informazioni in merito alla struttura del solaio

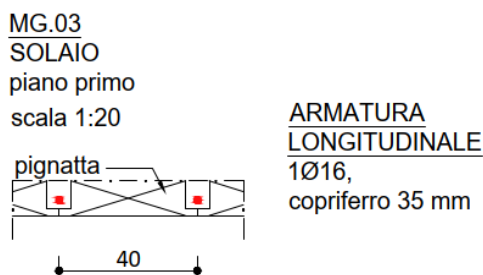


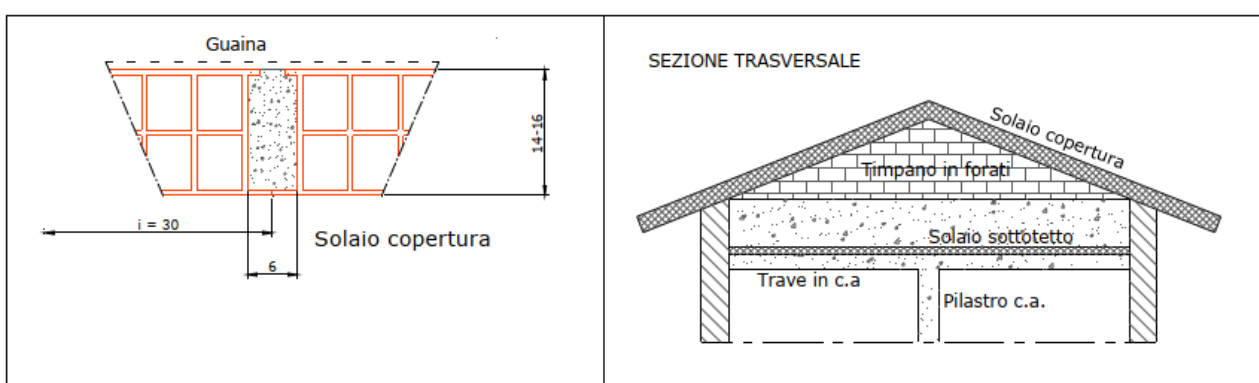
Figura 34 Solaio secondo impalcato- Corpo C- lato via Cortesi

Il solaio con **travetti a passo 40 cm armati con 1 $\phi$ 16** sono considerati equivalenti al solaio immediatamente inferiore, si ipotizza dunque stessa stratigrafia. Stesse ipotesi verranno considerati per il solaio del calpestio del terzo impalcato.

Il **solaio di sottotetto**, non praticabile e il solaio di copertura sono stati indagati nell'ambito dei lavori per la realizzazione del vano ascensore. In particolare, il solaio di sottotetto è costituito da una sorta di controsoffitto con **tavelloni in laterizio e nervature in c.a. da 4 cm a passo 30 cm**. Lo spessore del solaio è di 8 cm.

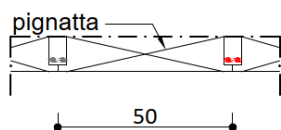


Il solaio di copertura a falde del Corpo C e dello scalone è di tipo **latero-cementizio rasato con spessore di 16 cm e nervature di calcestruzzo da 6 cm a passo 30 cm**. Il solaio appoggia su timpani in muratura di mattoni forati sostenuti da travi trasversali in c.a..



Il solaio del primo impalcato del Corpo C lato palestre ha una luce max di circa 8 m ed è stato indagato mediante pacometro, fornendo informazioni relative all'interasse dei travetti da 50 cm e all'armatura longitudinale costituita da 2 $\phi$ 12.

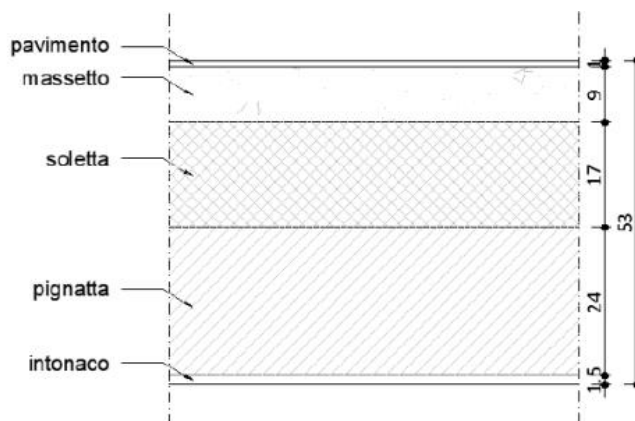
MG.01  
SOLAIO  
piano terra  
scala 1:20



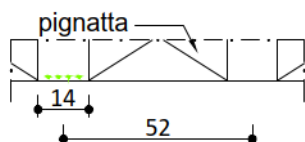
ARMATURA LONGITUDINALE  
2 $\phi$ 12

Figura 35 Solaio calpestio primo impalcato - Corpo C- lato palestre

Il solaio immediatamente superiore, **calpestio secondo impalcato**, è stato indagato mediante pacometro e endoscopia.



SI.02  
SOLAIO  
piano primo  
scala 1:20



ARMATURA LONGITUDINALE  
4 trecce 3Ø3

Figura 36 Solaio calpestio secondo impalcato - Corpo C- lato palestre

Il solaio di tipo **latero-cementizio con travetti larghi 14 cm a passo 52 cm armati con 4 trecce  $\phi 3$** , presenta una stratigrafia, caratterizzata da un **elevato peso proprio**, travetti h 24 cm con soletta da 17 cm e massetto da 9 cm.

Non si ritiene possibile dunque ipotizzare la stessa stratigrafia per il solaio al piano inferiore che risulta essere nettamente meno armato. Il solaio di sottotetto è costituito da un **controsoffitto leggero non praticabile** a chiusura della **copertura con capriate in legno**.

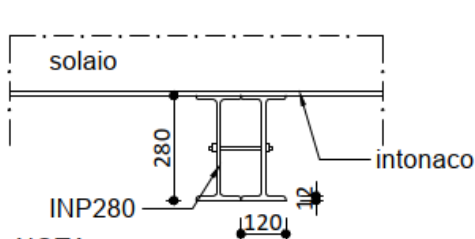


Figura 37 Copertura corpo C- lato palestre

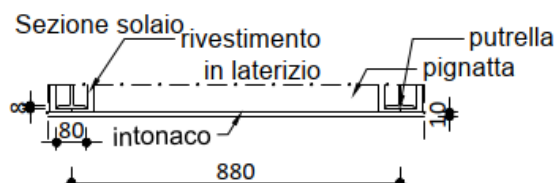


Il Corpo D ha una struttura in **muratura di mattoni pieni e malta di calce** e **solaio di interpiano con tavelle supportate da profilati metallici**.

SI.04  
SOLAIO  
piano terra  
scala 1:20



NOTA  
putrelle alternate singole e doppie;  $i=200$  cm



Il **sottotetto** è costituito da una **volta leggera in camorcanna** e la **copertura è a capriate in legno**.

Il Corpo E è in **muratura piena e mattoni di calce** con volta di sottotetto costituita da un **plafone in gesso** e copertura con **capriate in legno**.

I risultati delle prove semidistruttive condotte sui paramenti murari portanti dell'Unità strutturale hanno fornito valori delle rigidezze e delle resistenze comparabili con i corrispondenti valori forniti in Tab. C8.5.I. La resistenza a taglio diretto del giunto di malta, determinata con prova tipo Shove test, ha fornito buoni valori di resistenza, superiori a quelli indicati dalla Circolare. L'apparecchiatura muraria riscontrata durante le prove corrisponde ad un'esecuzione a "regola d'arte" con giunti omogenei, verticalmente sfalsati e presenza di diatoni.

Tenuto conto della variabilità della struttura muraria dei diversi corpi di fabbrica, sulla base dei risultati ottenuti dalla prove in situ, l'analisi di vulnerabilità dell'unità strutturale verrà condotta prendendo a riferimento le indicazioni normative in merito all'**utilizzo dei valori medi di resistenza e di rigidezza forniti in Tab. C8.5.I della Circolare n.7/2019 con riferimento alla muratura di mattoni pieni e malta di calce.**





**Tabella C8.5.I** -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(\*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(\*\*) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione  $f_p$  può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(\*\*\*) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Figura 38 Tabella C8.5.I della Circolare n.7/2019



**Tabella C8.5.II** -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0,25}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Figura 39 Tabella C8.5.II della Circola n.7/2019- Fattori correttivi

## E.1 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, si ritiene conseguito pienamente un **livello di conoscenza LC2 con prove estese in situ**.

- **LC2:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato*, con riferimento al § C8.5.1, *il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi*, con riferimento al § C8.5.2, *prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali*, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente **fattore di confidenza è FC=1,2**;

## E.2 COSTRUZIONI IN MURATURA ESISTENTE

Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

### LC2

- Resistenze: i *valori medi* degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I
- Moduli elastici: i *valori medi* degli intervalli riportati nella tabella suddetta.



**Tabella C.8.5.III** –Valori del coefficiente  $\kappa$  suggeriti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura.

Metodo di prova	Parametro	$\kappa$
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	$\tau_0 - f_{v0}$	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	$\tau_0$	1
Prova di taglio diretto sul giunto	$f_{v0}$	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	$f_b, f_m, f_g$	2

(\*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurarne direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di  $\tau$  almeno pari a 3.

(\*\*) Nel caso di muratura in blocchi di pietra squadrati o artificiali pieni o semipieni si ipotizza che, con prove a compressione diretta sugli elementi e sulla malta (i costituenti), si possa stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k$  tramite i metodi descritti al § 11.10.3.1.2 delle Norme. Nota:  $f_k$ , la resistenza a compressione media f della muratura potrà essere quindi stimata come  $f = 1,25 f_k$ .

Figura 40 Tabella C8.5.III della Circolare n.7/2019

### E.3 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO ESISTENTE

I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%). Per determinare i fattori di confidenza per i diversi elementi strutturali o loro insiemi si deve tener conto che essi includono, oltre alle incertezze nella stima della resistenza dei materiali, anche le incertezze relative all'individuazione dei dettagli costruttivi. Il livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle prove sui materiali, determina i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, anche in maniera differenziata per elementi strutturali o gruppi di elementi, e suggerisce il metodo di analisi più appropriato. In assenza di valutazioni specifiche, ci si può riferire alla Tabella C8.5.IV.



Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

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

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 41 Tabella C8.5.IV della Circolare n.7/2019

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

**LC2:** si intende raggiunto quando sia stata effettuata *l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato* (con riferimento al § C8.5.1), la *geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali* (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o *a un rilievo*, i *dettagli costruttivi siano noti*, o *parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate* in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) *a seguito di una indagine estesa in situ* (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le *caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da prove limitate in situ* (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono prove estese in situ), o *con prove estese in situ* (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente **fattore di confidenza è FC=1,2**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di *analisi lineare o non lineare, statici o dinamici*; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

Secondo un approccio conservativo e vista l'incertezza nella determinazione della resistenza media da prove in situ non distruttive, la resistenza di progetto delle barre di armatura è stata definita adottando un fattore di confidenza FC=1.35.

La tabella seguente riporta i risultati delle prove di compressione su provini cubici di calcestruzzo.



PROVA DI COMPRESSIONE							
Identificativo provino	Dimensioni			Area Sezione	Massa Volumica	Carico di rottura	
	D [mm]	H [mm]	H/D			Totale [kN]	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C.1	97	106	1.09	7386	2285	115.0	15.6
C.2	97	101	1.04	7386	2387	126.0	17.1
C.3	97	106	1.09	7386	2267	100.1	13.6
C.4	97	100	1.03	7386	2284	97.8	13.2
C.5	97	102	1.05	7386	2318	85.3	11.5
C.6	97	105	1.08	7386	2012	90.4	12.2

Si determina una resistenza media in situ stimata di  $R_{cm} = 14.7$  Mpa corrispondente ad un calcestruzzo di categoria C12/15.

Al fine di determinare le caratteristiche di resistenza dell'acciaio delle barre di armatura in situ si è proceduto con prove non invasive indirette mediante prova di durezza Leeb. Non si è proceduto alla calibrazione delle prove di durezza Leeb mediante prova di trazione su provino di armatura estratto in situ poiché si è ritenuto che tale prova potesse causare un indebolimento non giustificabile alla struttura particolarmente vulnerabile. In fase di progettazione per tenere conto delle incertezze legate alla determinazione della categoria di resistenza dell'acciaio delle barre di armature, si è assunto un acciaio  $f_{ym} = 450$  Mpa con fattore di confidenza  $FC = 1.35$  corrispondente ad un livello di conoscenza LC1. Gli altri materiali presenti nella struttura e idoneamente indagati sono stati analizzati con riferimento alle resistenze medie determinate da prove in situ o in accordo alle indicazioni normative vigenti, adottando un livello di conoscenza LC2 e un fattore di confidenza conseguente  $FC = 1.2$ .





Provino	Punto di prova	Diametro barre [mm]	Durezza HL	Durezza Hv	Resistenza a trazione stimata dallo strumento in situ media 6b* [N/mm <sup>2</sup> ]
D1	Trave	10	308	99	
D2	Trave	12	305	100	390
D3	Pilastro		314	105	412
D4	Trave	16	321	103	
D5	Pilastro		337	108	
D6	Trave		331	107	
D7	Pilastro		335	105	407
D8	Pilastro		314	108	398
D9	Trave	16	334	105	
D10	Trave		316	103	

\*La resistenza a trazione in situ è stata determinata tramite la funzione interna allo strumento durezza 6b.

#### E.4 MATERIALI DI PROGETTO INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Si riportano nel seguente paragrafo i requisiti minimi dei materiali di progetto ex-novo per gli interventi di miglioramento proposti.

Per le opere in cemento armato dove non diversamente indicato le principali grandezze meccaniche di seguito menzionate sono ottenute dalle seguenti formule:

$f_{cm} = f_{ck} + 8$			
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$		$f_{ck} \leq 50$ [MPa]	
$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$		$f_{ck} > 50$ [MPa]	
$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$			
$f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$			
$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3}$		in [GPa]	
$\varepsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$		$f_{ck} \geq 50$ [MPa]	
$\varepsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$		$f_{ck} \geq 50$ [MPa]	
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$			
$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$			
$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{ck}$			
$\sigma_{c,q.p.} = 0,45 f_{ck}$			

Figura e-42 Caratteristiche materiali di progetto cemento

$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$			
$\varepsilon_{su} = 1\%$			
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$			
$\sigma_s = 0,8 f_{yk}$			

Figura e-43 Caratteristiche materiali di progetto acciaio





dove

- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85

- $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

Il coefficiente  $\gamma_s$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

#### OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

SOTTOFONDAZIONI- MAGRONE			
Calcestruzzo C12/15 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	15	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	12	[MPa]
Classe di esposizione	XC1/XC2		



## OPERE DI FONDAZIONE DI CEMENTO ARMATO

FONDAZIONI			
Calcestruzzo C25/30 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	33.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.56	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.80	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.33	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	14.17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15.00	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Classe di consistenza	S5 (max 250 mm abbassamento Abrams)		
Diametro max aggregato	$d_{max}=$	20.00	mm
Classe di esposizione	XC1/XC2		
Rapporto acqua/cemento	$\leq 0.6$		
Corpifero	$c$	40.00	mm

ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA			
Acciaio B450C- Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001956522	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360.00	[MPa]



## OPERE DI CEMENTO ARMATO IN ELEVAZIONE

STRUTTURE IN ELEVAZIONE			
Calcestruzzo C28/35 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.77	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.94	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.60	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.80	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.60	[MPa]
Classe di consistenza	S4		
Diametro max aggregato	$d_{max}=$	20.00	mm
Classe di esposizione	XC3		
Rapporto acqua/cemento	$\leq 0.55$		
Corpi ferro minimo	$c$	30.00	mm

ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA			
Acciaio B450C- Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{yd}$	0.001956522	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\varepsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360.00	[MPa]



## CALCESTRUZZO ALLEGGERITO PER SOLETTA IN C.A. EX NOVO

STRUTTURE IN ELEVAZIONE: CALCESTRUZZO STRUTTURALE ALLEGGERITO			
Calcestruzzo C28/35 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Peso specifico	y	1600	kg/m <sup>3</sup>
Resistenza caratteristica cubica	R <sub>ck</sub>	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f <sub>ck</sub>	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α <sub>cc</sub>	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f <sub>cm</sub>	36.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	2.77	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	f <sub>ctk;0,05</sub>	1.94	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	f <sub>ctk;0,95</sub>	3.60	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	20000	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f <sub>c</sub>	ε <sub>c1</sub>	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε <sub>cu</sub>	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f <sub>cd</sub>	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f <sub>ctd</sub>	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ <sub>c,caratt.</sub>	16.80	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σ <sub>c,q.p.</sub>	12.60	[MPa]
Classe di consistenza	S4		
Diametro max aggregato	d <sub>max</sub> =	20.00	mm
Classe di esposizione	XC3		
Rapporto acqua/cemento	≤0.55		
Corpifero minimo	c	25.00	mm



## STRUTTURE IN LEGNO IN ELEVAZIONE

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà		GL24h
Resistenze (MPa)		N/mm <sup>2</sup>
Flessione	f <sub>m,g,k</sub>	24
trazione parallela alla fibratura	f <sub>t,0,g,k</sub>	19.2
trazione perpendicolare alla fibratura	f <sub>t,90,g,k</sub>	0.5
compressione parallela alla fibratura	f <sub>c,0,g,k</sub>	24
compressione perpendicolare alla fibratura	f <sub>c,90,g,k</sub>	2.5
Taglio	f <sub>v,g,k</sub>	3.5
Rototaglio	f <sub>r,g,k</sub>	1.2
Modulo elastico [GPa]		N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico medio parallelo alle fibre	E <sub>0,g,mean</sub>	11,500.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	E <sub>0,g,05</sub>	9,600.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	E <sub>90,g,mean</sub>	300
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	E <sub>90,g,05</sub>	250
modulo di taglio medio	G <sub>g,mean</sub>	650
modulo di taglio caratteristico	G <sub>g,05</sub>	540
Modulo a rototaglio medio	G <sub>r,g,mean</sub>	65
Modulo a rototaglio caratteristico	G <sub>r,g,05</sub>	54
Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]		kg/m <sup>3</sup>
massa volumica caratteristica	ρ <sub>g,k</sub>	385
massa volumica media	ρ <sub>g,mean</sub>	420

## ELEMENTI DI CARPENTERIA METALLICA- CAVI E PROFILI

Per le carpenterie metalliche vengono utilizzati

- acciaio **S275 J0** avente le seguenti caratteristiche:
- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ .

I profili cavi in acciaio per la realizzazione dei micropali saranno in categoria S355 J0 aventi le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 490 \text{ N/mm}^2$ .

## BULLONI E BARRE FILETTATE

I bulloni devono essere conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2011 e devono appartenere alle sotto indicate classi delle norme UNI EN ISO 898-1:2013 ed UNI EN ISO 898-2:2012, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII del D.M. 17/01/2018 e di seguito riportata:





	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  dei bulloni appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella tabella 11.3.XII.b del D.M. 17/01/2018, di seguito riportata:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	649	900
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

I bulloni utilizzati sono ad alta resistenza di **classe 8.8** avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 640$  N/mm<sup>2</sup>
- tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 800$  N/mm<sup>2</sup>
- Viti e barre filettate: **classe 8.8** secondo UNI EN 898-1:2013
- Dadi: **classe 8** secondo UNI EN 20898-2:2012
- Rosette e piastrine: **acciaio C50** UNI EN 10083-2:2006 (temprato e rinvenuto HRC 32÷40).

Le caratteristiche meccaniche di progetto sono:

- $f_{yb} \geq 640$  N/mm<sup>2</sup>;
- $f_{tb} \geq 800$  N/mm<sup>2</sup>.

Precarico e coppia di serraggio secondo UNI EN 1993-1-8:2005 e UNI EN 1090:2012.

Si prevede come trattamento protettivo una zincatura elettrolitica secondo UNI 3740.

## SALDATURE

Il processo di saldatura deve essere conforme a quanto indicato nel § 11.3.4.5 del D.M. 14/01/2008 e nel § 7 della norma UNI EN 1090-2:2011. Le saldature devono essere realizzate in officina.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1:2013 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella norma UNI EN ISO 9606-1:2013, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.





Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732:2013. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2012.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2014; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011:2009 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2013.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo, saranno definiti in conformità alla norma UNI EN 1090-2:2011 per la classe di esecuzione prescelta.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9712:2012 almeno di secondo livello.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006; il livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento delle operazioni di saldatura deve corrispondere ai requisiti della normativa di comprovata validità. I requisiti sono riassunti nella Tab. 11.3.XI del D.M. 14/01/2008 di seguito riportata.



Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
Riferimento	A	B	C	D
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, $s \leq 30\text{mm}$ S275, $s \leq 30\text{mm}$	S355, $s \leq 30\text{mm}$ S235 S275	S235 S275 S355 S460, $s \leq 30\text{mm}$	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare EN ISO 3834-4	Medio EN ISO 3834-3	Medio EN ISO 3834-3	Completo EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

## MURATURA PORTANTE EX NOVO

Mattoni pieni di cat. I conformi alla UNI ISO 9001 e alla UNI ISO 14001

$f_{bk} = 34 \text{ Mpa}$ ;

densità media del blocco= 1681 g/m<sup>3</sup>

Malta categoria minima M5

Parametri di resistenza della muratura nuova

$f_k = 5.3 \text{ Mpa}$

$f_{tm} = 0.757 \text{ Mpa}$ ;

$f_{vm0} = 0.3 \text{ Mpa}$ ;

$E = 5300 \text{ Mpa}$

## RINFORZI IN FIBRA

RINFORZO IN FIBRA DI ACCIAIO E MATRICE CEMENTIZIA PER MURATURA ESISTENTE

Materiale fibra	Metodo di prova		
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	EN 2561	$\sigma_{tk} \text{ fiber}$	3000 Mpa
Modulo elastico	EN 2561	$E_{\text{fiber}}$	200 Gpa
Allungamento a rottura	EN 2561		1.9 %
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614		60 °
Pull off strength	En 1542	$f_h$	2.3 Mpa



Matrice applicazione fibra	Metodo di prova	
Intervallo granulometrico		0-1.4 mm
Spessore max per strato		1.5 cm
Resistenza a compressione	EN 998-2	categoria M15
Resistenza a taglio	EN 1052-3	>1 Mpa
Adesione al supporto a 28 gg	EN 1015-12	>1 Mpa
Modulo elastico statico	EN 998-2	9 Gpa
Resistenza a compressione	EN 12190	>15 Mpa
Resistenza a trazione per flessione	EN 196/1	>5 Mpa
Adesione su laterizio a 28 gg	EN 1015-12	>1 Mpa
Legame di aderenza a 28 gg	EN 1542	>0.8 Mpa

Sistema fibra+matrice	Metodo di prova	
Tensione limite convenzionale	LG-FRCM (par.2.1-7.2)	1452 Mpa
deformazione limite convenzionale	LG-FRCM (par.2.1-7.2)	0.74 %
Reazione al fuoco		classe A1

RINFORZO IN FIBRA DI ACCIAIO E MATRICE EPOSSIDICA PER STRUTTURE ESISTENTI IN C.A.

Materiale fibra	Metodo di prova		
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	EN 2561	otk fiber	3000 Mpa
Modulo elastico	EN 2561	Efiber	200 Gpa
Allungamento a rottura	EN 2561		1.9 %
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614		60 °
Pull off strength	En 1542	fh	2.2 Mpa

Matrice applicazione fibra	Metodo di prova	
Aderenza (resistenza a trazione)	EN 12188	>14 Mpa
Resistenza a taglio inclinato 60°	EN 12188	>70 Mpa
Resistenza a taglio		>20 Mpa
Modulo elastico secante a compressione	EN 13412	>2000 Gpa
Pull out	EN 1881	0.06 mm

Sistema fibra+matrice	Metodo di prova		
Resistenza a trazione 1 strato		>3040	Mpa
Deformazione a trazione 1 strato		>0.015	mm/mm
Aderenza al supporto (T ambiente) pull off		>2	MPa
Prova di strappo per taglio (T ambiente)		>11000	N
Pull out (T ambiente) resistenza all'estrazione		> 1870	Mpa
Modulo di elasticità a trazione 1 strato			214000 Mpa

**F) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE: CLASSE DI DUTTILITÀ - CD, REGOLARITÀ IN PIANTA ED IN ALZATO, TIPOLOGIA STRUTTURALE<sup>5</sup>, FATTORE DI STRUTTURA - Q E RELATIVA GIUSTIFICAZIONE, STATI LIMITE INDAGATI, GIUNTI DI SEPARAZIONE FRA STRUTTURE CONTIGUE, CRITERI PER LA VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI**



## IMPIANTI, REQUISITI DELLE FONDAZIONI E COLLEGAMENTI TRA FONDAZIONI, VINCOLAMENTI INTERNI E/O ESTERNI, SCHEMI STATICI ADOTTATI

In accordo al par.7.2.6 delle NTC 2018, il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali. **Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione.** In caso non siano effettuate analisi specifiche, la **rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati**, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità, **gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore**, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.

**L'intervento di miglioramento sismico ha previsto la realizzazione di una serie di irrigidimenti di piano** mediante intervento di realizzazione di diaframmi di piano a secco (con telaio in legno e cavi di acciaio) o mediante realizzazione di una soletta in c.a. gettata in opera con sp minimo di 4 cm. La realizzazione di questi irrigidimenti ha consentito l'assunzione di campi di solaio di rigidi in corrispondenza dei solai oggetto di intervento di realizzazione di soletta in c.a.. Gli irrigidimenti realizzati a secco sono stati modellati esplicitamente mediante l'introduzione nel modello di elementi beam travi in legno ed elementi asta per i cavi in acciaio. I solai sui quali non si è intervenuti sono stati considerati deformabili. Quando la costruzione, per la presenza di orizzontamenti di rigidità trascurabile o di una maglia muraria diradata e/o non sufficientemente connessa, non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, la verifica sismica globale può essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macroelementi, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sugli elementi considerati e si tenga eventualmente conto delle forze che si assume vengano scambiate tra i diversi sottosistemi strutturali. **Per tenere conto della deformabilità degli impalcati e al contempo del comportamento di insieme dei fabbricati dovuti alla presenza degli ammorsamenti e della continuità strutturale, la modellazione dell'US sarà di tipo tridimensionale e verranno tenute in conto le interazioni individuate durante la compagna di indagine.** Tuttavia, le verifiche di sicurezza condotte terranno conto del possibile, prematuro, collasso di singoli paramenti murari prima dell'attivazione di meccanismi di insieme mediante la definizione di elementi "paramento" murario con caratteristiche e comportamento omogeneo nel piano del muro. Tamponature e tramezzi verranno considerati nel modello di calcolo come massa.

Uno degli aspetti più complessi nell'analisi degli edifici esistenti in muratura è rappresentato dalla modellazione globale della struttura resistente. Attualmente la modellazione con elementi finiti bidimensionali rappresenta la modellazione più attendibile nel caso di strutture murarie, ma purtroppo essa risulta molto onerosa dal punto di vista computazionale, soprattutto per strutture di grandi dimensioni. Data la complessità e l'estensione dell'edificio oggetto

di studio, si è scelto quindi di utilizzare una tipologia di modellazione semplificata, utilizzando elementi finiti monodimensionali connessi tra loro al fine di realizzare un cosiddetto **“telaio equivalente”**.

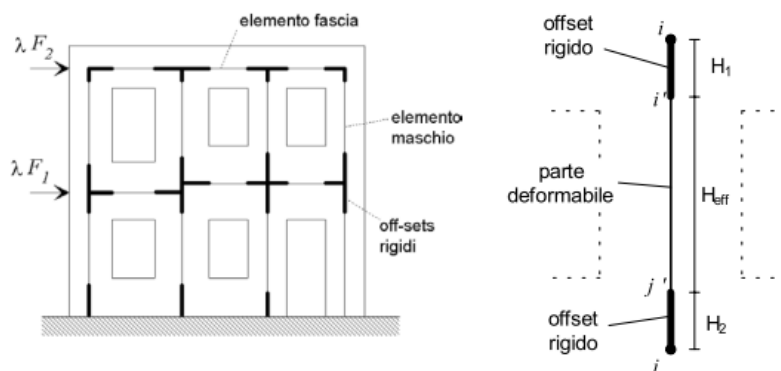


Figura 44 Schema modello FEM telaio equivalente

Il metodo a **“telaio equivalente”** si basa sul presupposto che ciascuna parete muraria possa essere idealizzata mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale) ed elementi nodo. Gli elementi maschi e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio (**“beam-column”**) deformabili assialmente e a taglio. Poiché si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, la loro modellazione numerica viene effettuata introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia. Sulla base di quanto esposto risulta che un elemento maschio murario sarà costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di una o due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento. L'altezza della parte deformabile o **«altezza efficace»** del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (1989) con la seguente relazione per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo

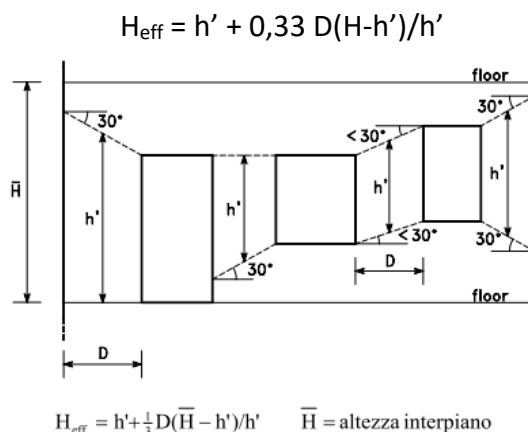


Figura 45 Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989)

L'elemento maschio ha un comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura. La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione a taglio e risulta determinata una volta definiti il modulo di Young E, il modulo G e la geometria della sezione.



L'elemento fascia è formulato in maniera analoga all'elemento maschio, anche se la sua lunghezza efficace viene determinata mantenendo fissa la lunghezza degli offset rigidi dei nodi. L'intersezione tra maschi murari viene modellata utilizzando semplici maschi a sezione rettangolare; la continuità fra gli spostamenti verticali dei due muri ortogonali viene imposta al livello dei solai mediante gli offset rigidi che permettono di schematizzare l'ammorsamento fra le pareti.

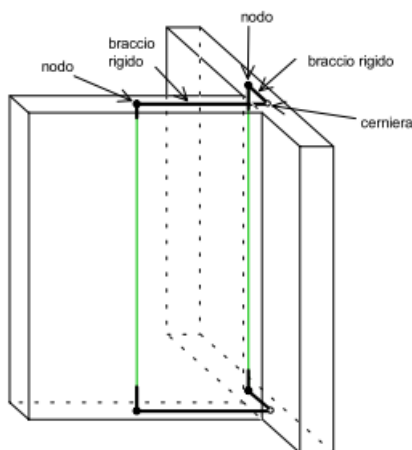
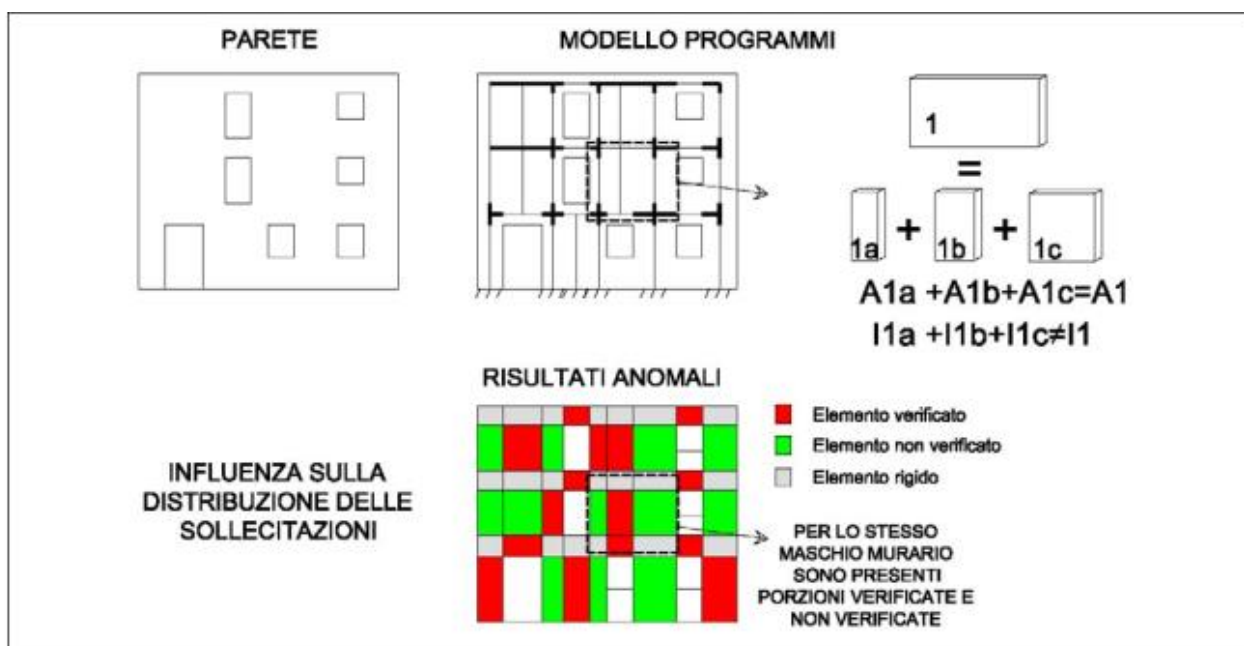


Figura 46 Modellazione dell'intersezione tra maschi murari

Analizzando le problematiche connesse alla modellazione a telaio equivalente si osserva che un problema rilevante è l'individuazione dello schema di telaio adeguato a ciascuna parete, in grado cioè di fornire una risposta abbastanza corrispondente a quella reale. Nella maggior parte dei casi, infatti gli edifici in muratura esistenti sono costituiti da pareti murarie caratterizzate da configurazioni geometriche piuttosto complesse connesse alla disposizione non regolare delle aperture. Può accadere ad esempio che alcuni maschi murari si suddividono in più maschi o si riuniscono in un solo maschio murario ai piani superiori.





In tali casi, le schematizzazioni delle pareti sono spesso effettuate con modelli nei quali un singolo maschio murario viene suddiviso in due o più ritti connessi da un traverso rigido. Tale modellazione restituisce l'effettiva rigidità tagliente del maschio, ma non quella flessionale, influenzando così sia la distribuzione delle sollecitazioni che il periodo di vibrazione della struttura. Inoltre la divisione di un maschio in più ritti può portare in fase di verifica alla condizione anomala per cui per lo stesso maschio murario possono essere presenti porzioni di maschio verificate ed altre non verificate. Per ovviare a tale problema è stato necessario modellare ogni singolo maschio murario con una sola asta o in altri casi si è proceduto alla divisione del maschio murario in più ritti che siano globalmente equivalenti ad esso (in termini di deformazione tagliente e rigidità flessionale), considerando poi in fase di verifica la somma delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi.

#### CONSIDERAZIONI SULLE FASCE MURARIE

In merito alla modellazione delle fasce le NTC18 al par. 7.8.1.5.2 prescrivono che è possibile considerare le fasce come travi di accoppiamento solo se esse siano sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato all'estremità, e che comunque in tal caso è sempre necessario effettuare le verifiche di resistenza di tali elementi. Nella maggior parte dei casi, invece, pur considerando le fasce efficaci nel modello, non vengono effettuate le verifiche di tali elementi considerandole, quindi, infinitamente resistenti. Inoltre alcuni programmi di calcolo modellano le fasce non solo come elementi infinitamente resistenti ma anche come infinitamente rigidi, effettuando un'analisi per piano. Nei modelli in cui non si tiene conto dell'effettiva resistenza e rigidità delle fasce di piano si determina per effetto delle forze sismiche una diversa distribuzione dei momenti flettenti e dello sforzo normale rispetto all'effettivo schema. Tale variazione di sforzo normale incide notevolmente sulla capacità resistente dei maschi murari (in particolare nel caso di pareti snelle), dato che sia nel caso di rottura per scorrimento orizzontale che per trazione diagonale lo sforzo normale agente sul maschio murario fornisce un contributo determinante per la sua resistenza a taglio. Poiché nello schema a "telaio equivalente", le fasce murarie sotto l'azione dei carichi distribuiti dovuti ai solai e al peso proprio, sono sottoposte a Taglio e a Momento, generalmente in assenza di sforzo normale, le verifiche a Pressoflessione e a Taglio risultano non soddisfatte. Dal punto di vista sismico, la conseguenza è notevole: in analisi lineare, si ottengono coefficienti di sicurezza praticamente nulli (già solo sotto carichi verticali la verifica della striscia risulta non soddisfatta, e quindi essa non è in grado di sostenere ulteriori sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche); in analisi statica non lineare, le fasce vengono 'degradate' fin dal passo iniziale e l'accoppiamento fra i maschi si indebolisce, con successive possibili premature labilità. Le formulazioni della Normativa (par.7.8.2.2.4 delle NTC 2018) per le fasce murarie si riferiscono ai meccanismi che si generano per effetto delle forze sismiche e non sono adatte a descrivere il loro comportamento per effetto dei soli carichi verticali. Sotto l'azione dei carichi verticali, le forze agenti sulle fasce sono riportate ai maschi murari attraverso un comportamento ad arco, come descritto nell'immagine di seguito riportata.

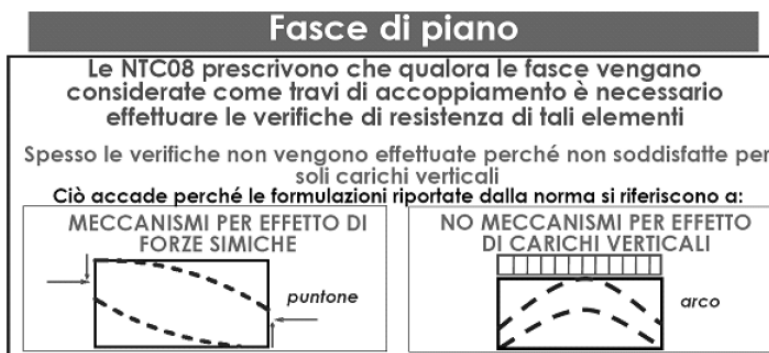


Figura 47 Comportamento fasce murarie sotto azione sismica e sotto carichi gravitazionali

Una possibile soluzione a questo problema di modellazione consiste nel considerare i carichi verticali agenti sulla fascia come due forze concentrate applicate all'estremità della stessa. In Aedes PCM (software di calcolo agli elementi finiti utilizzato per l'analisi globale della struttura) è possibile selezionare per ogni singola fascia la proprietà "Comportamento ad arco": in tal caso, la fascia, la cui lunghezza coincide con la luce deformabile, non partecipa alla ripartizione del carico di solaio. I carichi agiscono sui link rigidi che collegano le estremità della fascia ai maschi adiacenti, trasferendosi quindi direttamente sui maschi. Questo comportamento non interessa le travi, per le quali, ovviamente, il comportamento tagliante e flessionale viene regolarmente considerato applicando il carico distribuito lungo la luce della trave stessa. Grazie a questa opzione, è possibile ovviare al problema di fasce per le quali non si riesce a soddisfare la verifica statica, aderendo maggiormente alla realtà fisica dell'edificio. Si deve comunque tenere presente che in ogni caso la fascia appartiene ad uno schema intelaiato: specialmente in edifici multipiano, gli effetti di deformazioni differenziali dei maschi di appoggio possono indurre azioni taglianti e flessionali di tipo statico sulla fascia, anche se questa non è direttamente caricata lungo la sua luce, con possibile permanente difficoltà di verifica in analisi statica non sismica. **La presenza di cordoli di piano e di architravi, rilevati durante la compagna di indagine, ha consentito l'adozione per alcune fasce murarie di una realistica resistenza a trazione tale per cui le fasce sono state considerate travi di accoppiamento per i maschi murari. In alcune porzioni del fabbricato, il quadro fessurativo ha evidenziato la presenza di forti danneggiamenti delle fasce, non più efficaci come travi di accoppiamento. In questi casi si è optato per un vincolamento a biella delle fasce stesse che tenga conto del meccanismo da fasce debole.** In accordo alle indicazioni del paragrafo C8.7.1.3.1 della Circolare n.7/2019, il dominio di resistenza a pressoflessione delle fasce murarie considerate efficaci è stato definito sulla base di una resistenza a trazione ( $f_{ftd}$ ), generata nella sezione di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura, in questo caso, possono coinvolgere la resistenza a trazione dei blocchi  $f_{btd}$  o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali; la resistenza a trazione orizzontale è valutata sulla base della seguente relazione

$$f_{ftd} = \min \left( \frac{f_{btd}}{2}; f_{v0d} + \frac{\mu \sigma_y}{\phi} \right) \quad [C8.7.1.15]$$

dove  $\sigma_y$  è la tensione normale media agente sui giunti orizzontali nelle sezioni di estremità,  $f_{v0d}$  è la resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali ( che cautelativamente può essere trascurata),  $\mu$  è il coefficiente di attrito locale del giunto,  $\phi$  è il coefficiente di ingranamento murario.



## G) INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU E SLE INDAGATI: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI, COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

### G.1 AZIONI ELEMENTARI

La valutazione della sicurezza dell'Unità Strutturale prende in considerazione le azioni agenti sulla struttura nella vita utile. In particolare si considerano:

- a) **PERMANENTI (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- b) **VARIABILI (Q)**: azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
  - azioni del vento;
  - azioni della neve;
  - azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

- c) **ECCEZIONALI (A)**: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
  - esplosioni;
  - urti ed impatti;
- d) **SISMICHE (E)**: azioni derivanti dai terremoti.

Per la tipologia di struttura in esame, considerata la sua vita nominale, il suo utilizzo verranno considerate le seguenti azioni elementari: azioni permanenti e semipermanenti, azione della neve, azione sismica.



I valori delle azioni variabili da considerare nella valutazione della sicurezza saranno coerenti con quelli prescritti nella tab. 3.1.II delle NTC 2018

**Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni**

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<del>Ambienti suscettibili di affollamento</del>			
	<del>Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento</del>	<del>3,00</del>	<del>3,00</del>	<del>1,00</del>
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	<del>Scale comuni, balconi e ballatoi</del>	<del>Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni</del>	<del>Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni</del>	<del>Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni</del>
		<del>≥ 4,00</del>	<del>≥ 4,00</del>	<del>≥ 2,00</del>





Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m²]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.  
\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Figura 48 Tab.3.1.II Valori dei sovraccarichi variabili

## G.2 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La valutazione della sicurezza condotta con riferimento allo SLU sarà basata sulla combinazione delle azioni elementari, definita al par. 2.5.3. delle NTC 2018

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

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno calcolati tenendo conto delle masse associate alla seguente combinazione dei carichi gravitazionali:

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

I valori dei coefficienti di sicurezza da adottare nelle combinazioni delle azioni sono forniti in tab. 2.6.II delle NTC 2018, di seguito riportata:



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

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

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

Figura 49 Tab.2.6.II- Coefficienti parziali di sicurezza azioni elementari

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono riportati in Tab.2.5.I delle NTC 2018. Considerato l'uso dell'US, verranno considerate azioni variabili derivanti dalla **cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento**; ai solai di sottotetto non praticabili e alle coperture non praticabili sono associati carichi variabili corrispondenti alla **cat. H – Coperture accessibili per la sola manutenzione** e **cat. Neve**.

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 50 Tab.2.5.I Coefficienti di combinazione azioni variabili

## H) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI SEGUITO PER L'ESECUZIONE DELLA STESSA

La scelta del metodo di analisi per la valutazione della sicurezza strutturale e per la progettazione degli interventi su strutture esistenti è di fondamentale importanza. La normativa vigente consente l'impiego di analisi di tipo lineare o non lineare, statiche o dinamiche con alcune limitazioni sull'applicabilità dei diversi metodi. La scelta di metodi di tipo lineare per l'analisi sismica di un fabbricato in muratura può fornire dei risultati che possono discostarsi notevolmente dal comportamento reale. In particolare, il carattere non lineare (modello elasto-plastico) dei meccanismi resistenti individuabili in una struttura in muratura porta ad una redistribuzione dello stato di sollecitazione nel fabbricato sottoposto ad azione sismica che deve essere tenuta in conto mediante gli strumenti propri di un'analisi statica non lineare. Nell'analisi non lineare, il controllo della compatibilità tra sollecitazioni e resistenze a livello di singolo elemento è eseguito nel corso dell'analisi stessa e la verifica è effettuata a livello globale attraverso un confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità.

L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione  $F_b-d_c$ , in cui  $F_b$  è il taglio alla base e  $d$ , lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà

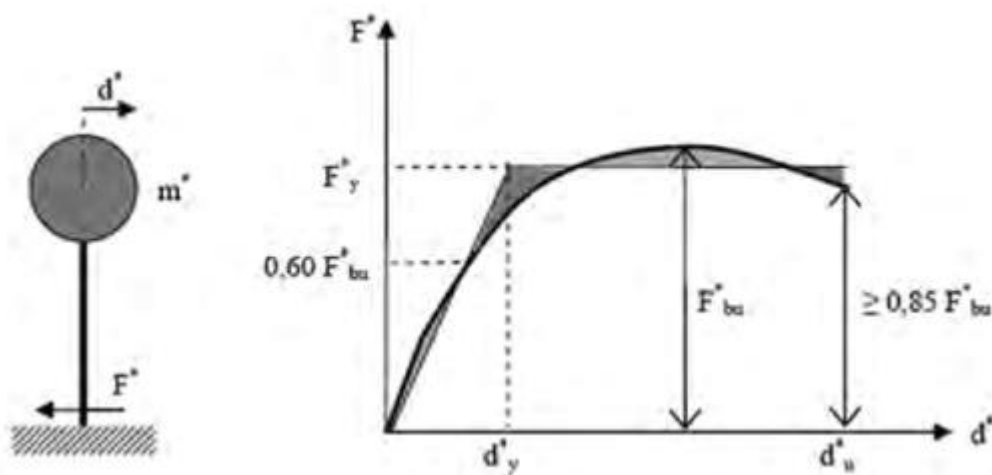


Figura 51 Sistema e diagramma bilineare equivalente

La **curva di capacità** è una caratteristica 'intrinseca' della struttura, che non dipende dall'input sismico. La definizione di una curva di capacità permette di ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta. La domanda sismica è rappresentata dallo spostamento che la struttura è chiamata a sostenere (**target displacement**).

## H.1 COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA'

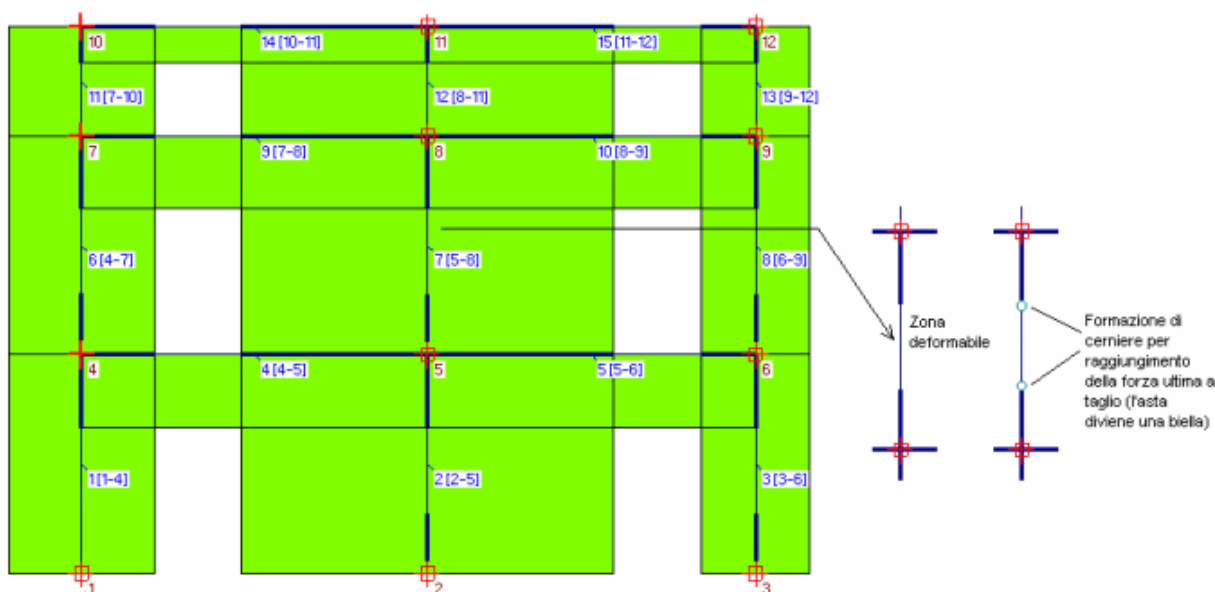
La costruzione della curva di capacità è basata su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, sulla struttura.



L'algoritmo di calcolo per la definizione della curva di capacità adottato dal software FEM Aedes PCM è riassunto nei seguenti passi:

- Individuazione delle direzioni di analisi (X o Y), e di una specifica distribuzione di forze, che determina i rapporti fra le forze via via incrementate ai vari piani. L'aumento progressivo del taglio globale si traduce quindi in corrispondenti aumenti delle forze di piano. Si fissa anche l'incremento di taglio (p.es.: DV = 5000 kgf).
- Risoluzione della struttura sottoposta ai carichi di gravità (combinazione secondo i coefficienti sismici dei carichi verticali, permanenti e variabili).
- Applicazione dell'incremento di taglio globale, distribuito fra i vari piani in forze legate tra loro da rapporti corrispondenti alla distribuzione prescelta, e risoluzione della struttura.
- Calcolo delle sollecitazioni complessive negli elementi strutturali, dovute alla combinazione del sistema di forze orizzontali con i carichi di gravità. Ad ogni passo del procedimento, le sollecitazioni e gli spostamenti incrementali (corrispondenti all'incremento di taglio globale alla base) vengono sommati ai corrispondenti valori del passo precedente (il passo (0) si identifica con la struttura sottoposta ai soli carichi di gravità), ottenendo così sollecitazioni e deformazioni complessive utilizzate ai punti 5. e 6.
- Calcolo del taglio alla base  $V_b$  e dello spostamento  $d_c$  (= spostamento del punto di controllo, p.es. baricentro in copertura); la coppia ( $d_c$ ,  $V_b$ ) è un punto della curva di capacità.
- **Verifica di sicurezza degli elementi resistenti** (maschi murari). Gli elementi murari vengono sottoposti alle seguenti verifiche: complanari: pressoflessione, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale; ortogonali: pressoflessione ortogonale (per la pressoflessione ortogonale si segue una legge costitutiva elasto-fragile, senza tratto plastico); deformazione per trazione. **Se le verifiche sono tutte soddisfatte, la configurazione vincolare interna dell'elemento resta invariata. Quando una verifica complanare, a taglio o a pressoflessione, non è più soddisfatta, viene registrata la fine del campo elastico ed il passaggio alla fase plastica.** E' necessario inserire nel modello cerniere plastiche che descrivono deformazioni in progressivo incremento sotto corrispondenti azioni interne costanti. Se il taglio (scorrimento o fessurazione diagonale) raggiunge il valore ultimo, nei passi incrementali successivi non devono più esserci contributi di resistenza: il taglio deve restare costante. La rigidità a taglio secante si abatterà progressivamente, mentre la rigidità a taglio tangente si annulla: per interpretare questo fatto, il maschio murario viene trasformato in biella (asta reagente a solo sforzo normale). In tal modo, i passi successivi non contribuiranno più all'incremento del taglio agente nell'asta. La verifica a tensioni normali (pressoflessione complanare) sarà comunque eseguita anche ai passi successivi, controllando se le variazioni di sforzo normale conducano al superamento del limite di resistenza a compressione o producano l'entrata in trazione dell'asta. **Se la verifica a pressoflessione complanare non è soddisfatta alla base o in sommità, in tale sezione si predispone per i passi successivi l'annullamento del momento flettente, inserendo un vincolamento interno a cerniera. Se la verifica non è**

**soddisfatta a entrambi gli estremi, vengono poste due cerniere, e l'asta si trasforma in biella.** Anche in questo caso, mentre la rigidezza 'tangente' alla rotazione si annulla, la rigidezza 'secante' è identificabile in una progressiva riduzione della rigidezza alla rotazione elastica iniziale. Dopo l'inserimento della cerniera, il contributo incrementale al momento flettente si annulla, e il momento flettente complessivo in questa sezione resta costante. Se quindi l'esecuzione delle verifiche complanari segnano il passaggio per uno o più elementi dal campo elastico al campo plastico, è necessaria la revisione del modello. Essa consiste nell'aggiornamento della matrice di rigidezza in base ai nuovi vincolamenti interni. Si ricorda che gli svincolamenti interni sono applicati agli estremi della luce deformabile, e quindi in caso di zone rigide agli estremi dell'asta, nel nodo interno di passaggio da luce deformabile a tratto rigido.



Durante la costruzione di una curva di capacità, il raggiungimento del taglio ultimo (scorrimento o fessurazione diagonale) in un maschio murario determina la sua trasformazione in biella. Se invece è la verifica a pressoflessione complanare a non essere più soddisfatta, viene inserita una cerniera nella sezione di verifica. La matrice delle rigidezze dell'asta cambia, e di conseguenza deve essere aggiornato il modello (matrice di rigidezza complessiva della struttura) prima di applicare l'incremento di taglio globale successivo. In caso di distribuzione di forze modale adattiva, deve essere anche rieseguita l'analisi modale, per determinare l'aggiornamento dei coefficienti di ripartizione fra i vari piani da applicare all'incremento di taglio globale del passo successivo.

Figura 52 Revisione del modello: trasformazione dei vincoli interni per verifiche di non soddisfatte

- Ripetizione dei passi 3.4.5.6 fino al raggiungimento, per almeno un maschio murario dello stato limite di collasso:
  - Deformazione complanare eccessiva;
  - Non reagenza a causa di deformazioni di trazione;
  - Raggiungimento della resistenza ultima a pressoflessione.

In questo modo si ottengono curve di capacità che seguono il seguente andamento:

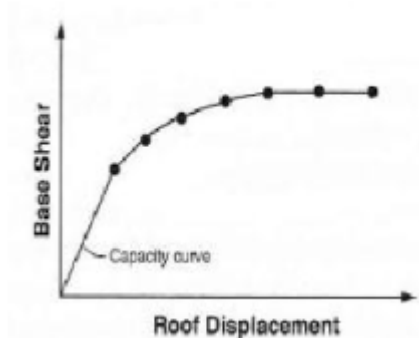


Figura 53 Andamento della curva di capacità

- Il raggiungimento dello stato limite da parte di uno o più maschi murari segna una perdita di resistenza della struttura. Quando un'asta raggiunge uno stato limite, vi è un'immediata caduta di resistenza e non è più possibile proseguire con il procedimento incrementale descritto per la non prevedibilità della redistribuzione delle azioni interne. L'analisi viene condotta su un nuovo modello che parte dalla nuova configurazione che tiene conto degli elementi già plasticizzati. Si costruiscono in questo modo delle sotto-curve di capacità.

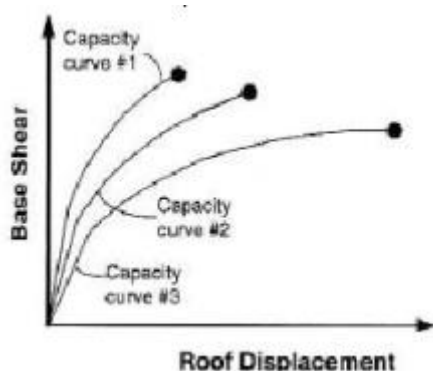


Figura 54 Sotto-curve di capacità dovute all'aggiornamento del modello per presenza plasticizzazioni

La variazione dello schema statico viene eseguita secondo i seguenti punti:

- Si attribuisce rigidezza alla traslazione ridotta agli elementi plasticizzati per taglio ma non ancora collassati;
- Si attribuisce rigidezza alla rotazione ridotta a quelle sezioni che al passo di analisi precedente erano sede di cerniera dovuta a verifica a pressoflessione complanare non soddisfatta;
- Si degradano a biella gli elementi collassati a taglio o a pressoflessione complanare o ortogonale, con svincolamento nella direzione corrispondente al collasso;
- Si introduzione uno svincolamento alla traslazione verticale per quegli elementi che hanno manifestato deformazioni di trazione.

Tutti gli svincolamenti si riferiscono agli estremi della luce deformabile delle aste



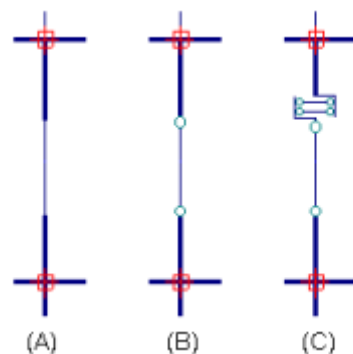


Figura 55 Svicoloamento agli estremi della luce deformabile dell'asta

In Figura 55 lo schema (A) rappresenta il maschio murario originario in fase elastica, se il maschio raggiunge la forza ultima a taglio diviene biella (B), se il maschio manifesta deformazione di trazione, oltre alla cerniera di forma una sconnessione nel nodo di sommità che annulla completamente la resistenza e la rigidezza del maschio (C).

**La costruzione della curva di capacità si arresta quando la struttura diventa labile o quando viene raggiunta una condizione globale limite non accettabile, come ad esempio uno spostamento eccessivo del punto di controllo.**

La curva di capacità finale ha generalmente un andamento “a gradini” che evidenziano le cadute di resistenza del sistema dovute alle progressive plasticizzazioni.

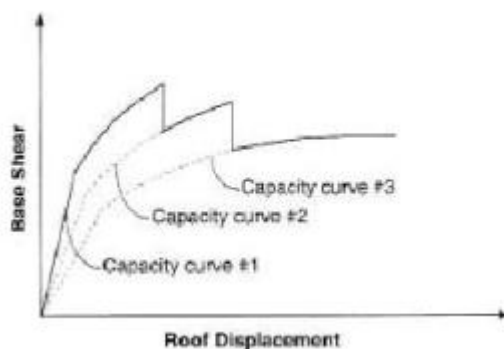


Figura 56 Andamento a gradini della curva di capacità

In accordo alle indicazioni del par.C8.7.1.3.1 della Circolare n.7/2019, per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, è possibile applicare quanto prescritto dalle NTC per la progettazione delle nuove costruzioni in muratura, con le precisazioni nel seguito riportate.

Nel caso dell'analisi statica non lineare la **capacità in spostamento** relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base-spostamento, nei modi appresso indicati:

- **SLC:** per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al par. C.7.3.4.2 della Circolare, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:
  - quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;



- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).
- **SLV:** lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a  $\frac{3}{4}$  dello spostamento a SLC
- **SLD:** lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:
  - quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
  - quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a  $\frac{3}{4}$  del taglio di base massimo).
- **SLO:** lo spostamento corrispondente è pari a  $\frac{2}{3}$  di quello allo SLD.

La domanda di spostamento, da confrontarsi con le suddette capacità di spostamento ai diversi stati limite, può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni indicate nel § C.7.3.4.2, (SLV, con  $q^*=3$ , e SLC, con  $q^*=4$ ).

**Le verifiche di sicurezza del fabbricato verranno eseguite con riferimento allo SLV.**

## H.2 DISTRIBUZIONE DELLE FORZE

Il paragrafo 7.3.4.2. delle NTC 2018 afferma che la verifica di sicurezza e la progettazione degli interventi su strutture analizzate con analisi statica di tipo non lineare devono essere condotte con riferimento ad almeno due distribuzioni di forze di inerzia, ricadenti nel *Gruppo 1* e nel *Gruppo 2* così come di seguito definite.

### Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
  - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2;
  - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un





numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 TC.

#### Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Le prescrizioni riportate in merito alla scelta delle distribuzioni di azioni da adottare riguardano le nuove costruzioni. Per le verifiche di sicurezza delle costruzioni esistenti, il paragrafo C8.7.1.3.1 afferma che la scelta della distribuzione delle forze è indipendente dalla percentuale di massa partecipante al primo modo.

L'analisi statica non lineare viene condotta con l'applicazione delle seguenti distribuzioni di forze:

#### Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche

#### Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

### H.3 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

La risposta alle azioni di tipo sismico, per analisi dinamiche, statiche, lineari o non lineari, è calcolata unitariamente per le tre componenti del moto, secondo la seguente relazione

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

la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al paragrafo 7.2.2. delle NTC 2018.

## I) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI, IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali. La **valutazione della sicurezza**, argomentata con apposita relazione, **deve permettere di stabilire se:**

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;



- **l'uso debba essere modificato** (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- **sia necessario aumentare la sicurezza strutturale**, mediante interventi.

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4 del D.M. 2018, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

La **valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU**, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6 del D.M. 2018; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti. **Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)**, secondo quanto specificato al § 7.3.6 del D.M. 2018. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche **il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione**; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5 del D.M. 2018) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

**È necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.**

L'analisi di vulnerabilità e il progetto degli interventi di miglioramento sismico sono stati condotti con riferimento allo SLU per azioni di tipo gravitazionale e allo SLV per le azioni di tipo sismico.

## **J) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIÙ SIGNIFICATIVE, COSÌ COME EMERGENTI DAI RISULTATI DELL'ANALISI, SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA, E GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI**

### **J.1 ANALISI MODALE**

L'analisi modale consente la determinazione dei modi di vibrare della struttura considerata in campo elastico. I **modi di vibrare** di una struttura rappresentano una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante. Essi sono caratterizzati dal periodo proprio di oscillazione  $T$ , dallo smorzamento convenzionale  $\xi$  e da una forma. A ciascun modo è associato un coefficiente di partecipazione modale ed una massa partecipante, che esprime la quota parte delle forze sismiche, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere.



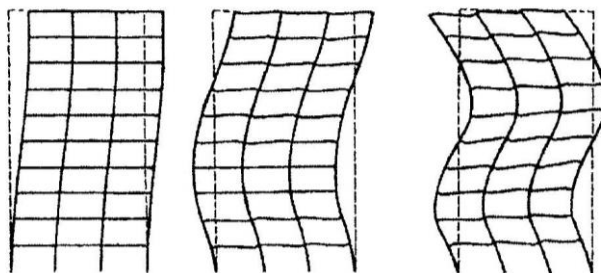
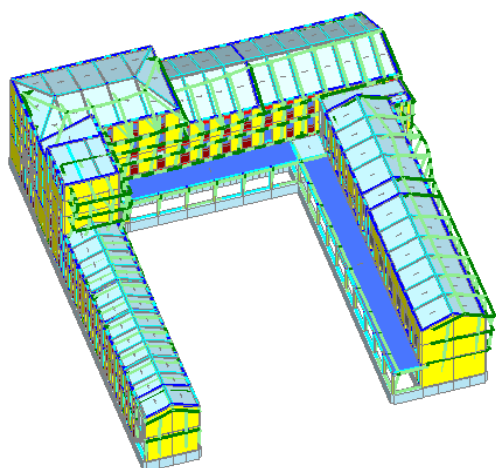


Figura 57 Modi di vibrare di un edificio multipiano

L'analisi modale, oltre ad essere necessaria per lo svolgimento dell'analisi sismica dinamica lineare, è importante per una valutazione di massima della validità del modello e per una migliore comprensione del comportamento strutturale.

Si riportano nel seguito le deformati e i principali risultati dell'analisi modale condotta sulla struttura. In particolare, vengono riportati i 3 modi di vibrare principali.



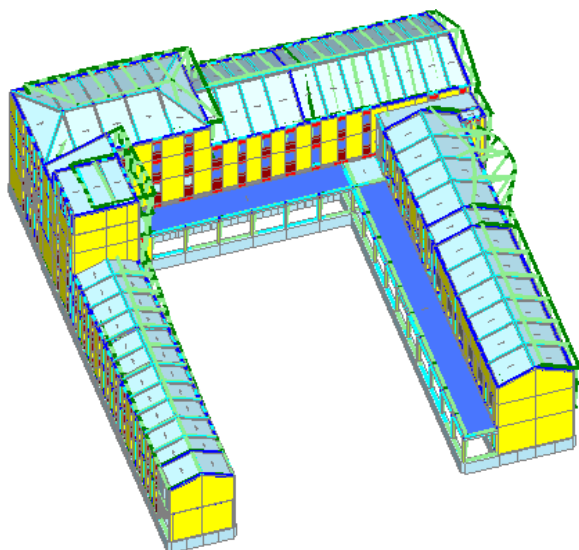
T = 0.467"

X Y Z

M\*X: 4.1% - Tot: 5.6%

M\*Y: 48.1% - Tot: 48.1%

M\*Z: 0.0% - Tot: 0.0%



T = 0.418"

X Y Z

M\*X: 64.4% - Tot: 70.0%

M\*Y: 4.1% - Tot: 52.2%

M\*Z: 0.0% - Tot: 0.0%

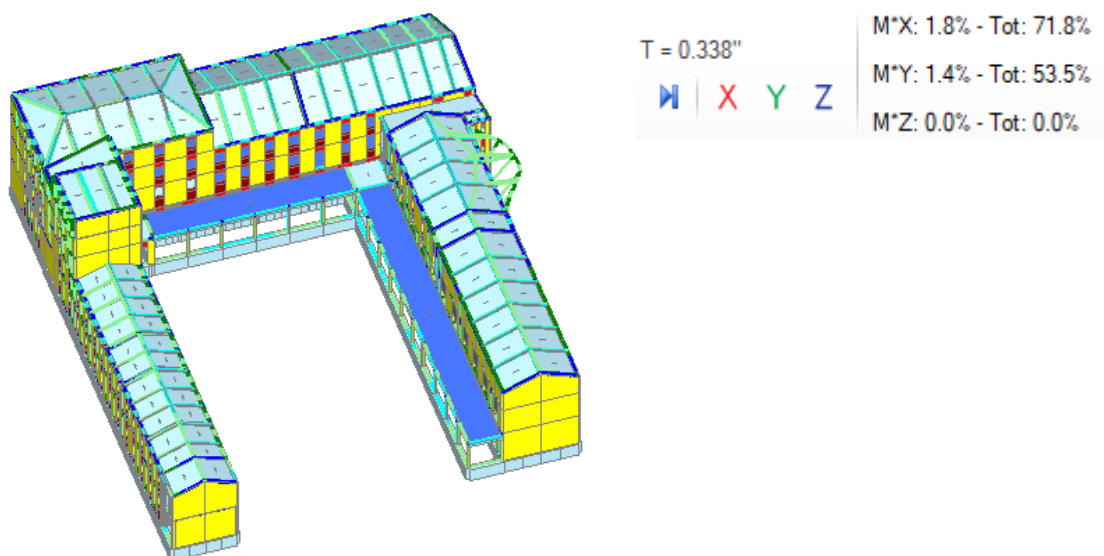


Figura 58 Modi di vibrare della struttura

## J.2 ANALISI STATICA NON SISMICA

Il presente paragrafo riporta i risultati in termini di sollecitazioni e deformazioni della struttura sotto carichi gravitazionali. Le condizioni di sicurezza vengono valutate con riferimento alla combinazione fondamentale allo SLU.

### Sforzo normale N

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 146.27
- 146.27 - 292.53
- 292.53 - 438.80
- 438.80 - 585.07
- 585.07 - 731.34
- 731.34 - 877.60
- 877.60 - 1023.87
- 1023.87 - 1170.14
- 1170.14 - 1316.40
- 1316.40 - 1462.67

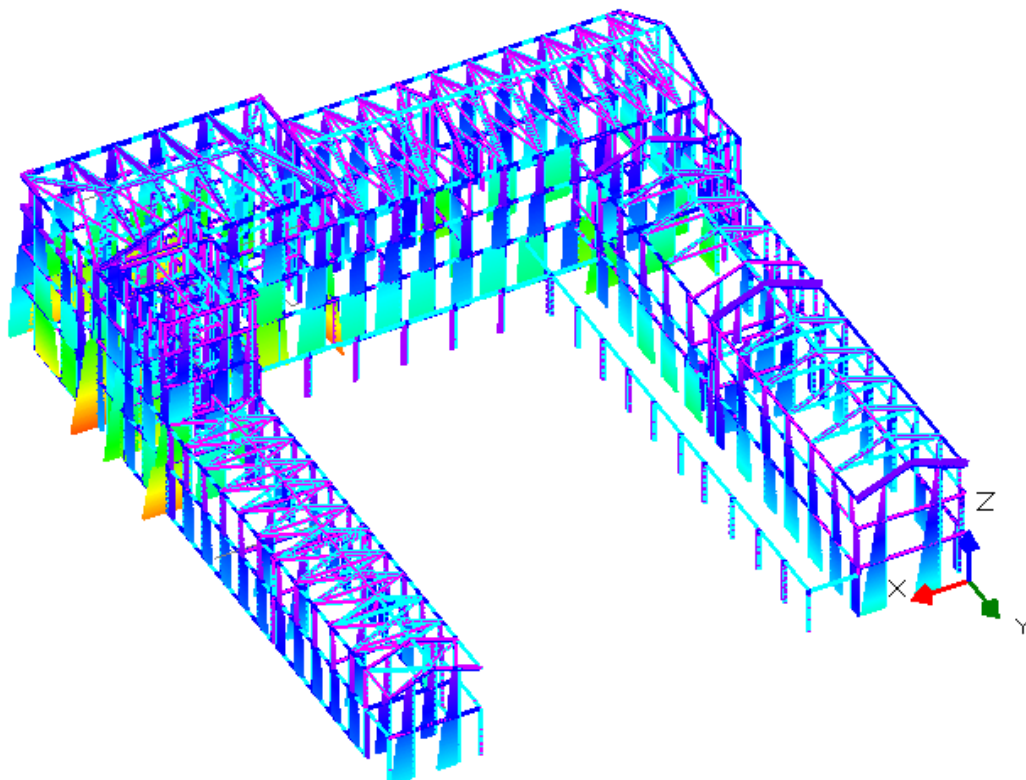


Figura 59 Involuppo SLU: Sforzo Normale





### Taglio Ty

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 30.05
- 30.05 - 60.09
- 60.09 - 90.14
- 90.14 - 120.19
- 120.19 - 150.24
- 150.24 - 180.28
- 180.28 - 210.33
- 210.33 - 240.38
- 240.38 - 270.42
- 270.42 - 300.47

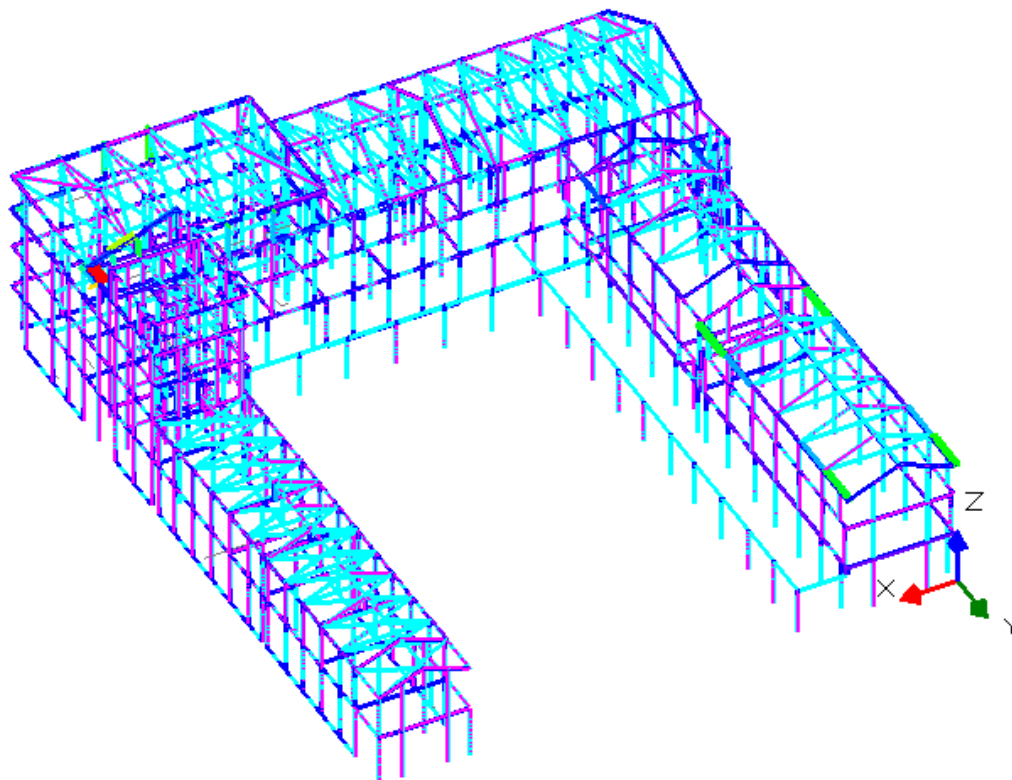


Figura 60 Involuppo SLU: Taglio Ty



### Taglio Tz

kN(Valore assoluto)

- 0.00 - 108.12
- 108.12 - 216.24
- 216.24 - 324.36
- 324.36 - 432.48
- 432.48 - 540.60
- 540.60 - 648.72
- 648.72 - 756.84
- 756.84 - 864.96
- 864.96 - 973.08
- 973.08 - 1081.20

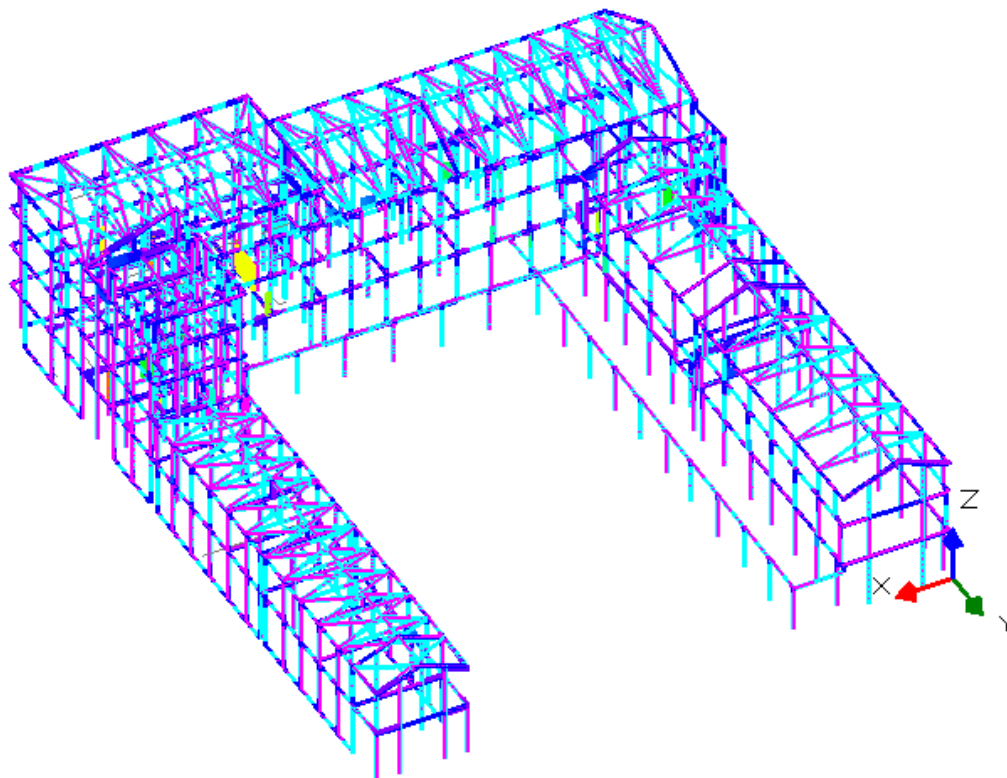


Figura 61 Involuppo SLU: Taglio Tz

Figura 62 Involuppo SLU: Mx



### Momento $M_y$

kNm (Valore assoluto)

0.00 - 238.78
238.78 - 477.57
477.57 - 716.35
716.35 - 955.14
955.14 - 1193.92
1193.92 - 1432.70
1432.70 - 1671.49
1671.49 - 1910.27
1910.27 - 2149.06
2149.06 - 2387.84

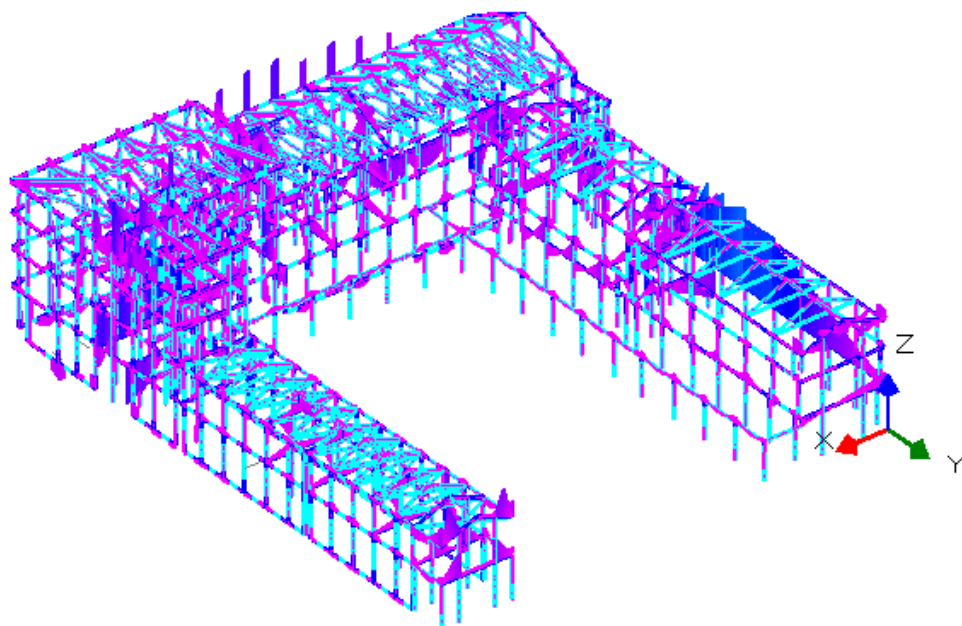


Figura 63 Involuppo SLU:  $M_y$

### Momento $M_z$

kNm (Valore assoluto)

0.00 - 119.57
119.57 - 239.14
239.14 - 358.70
358.70 - 478.27
478.27 - 597.84
597.84 - 717.41
717.41 - 836.98
836.98 - 956.54
956.54 - 1076.11
1076.11 - 1195.68

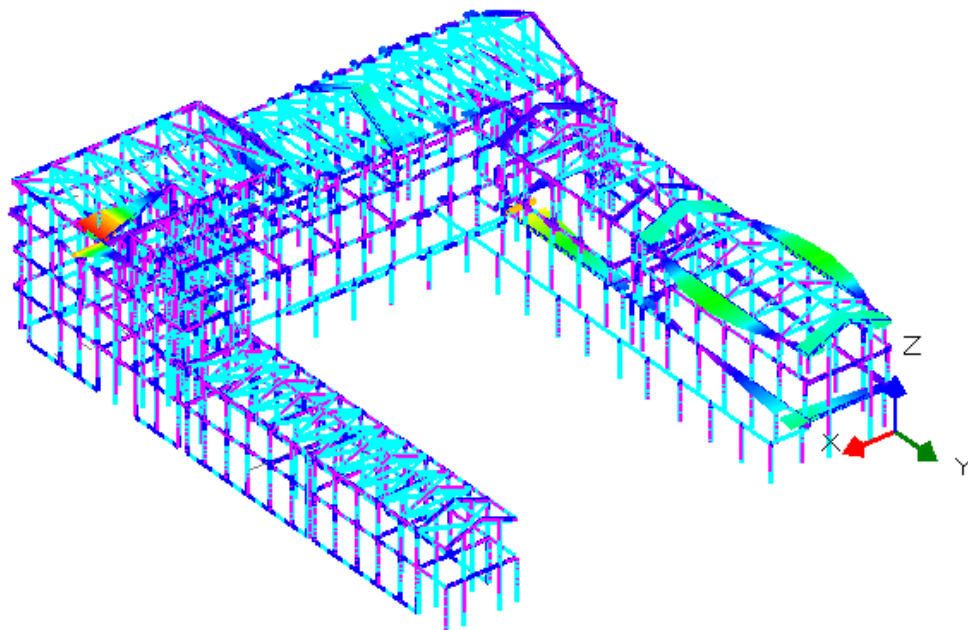


Figura 64 Involuppo SLU:  $M_z$

Si riportano i risultati tabellari in termini di coefficienti di sicurezza allo SLU.



### Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

Inviluppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.011	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.127	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.195	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.006	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

Capacità portante del terreno e Scorimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.204
--	-------

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

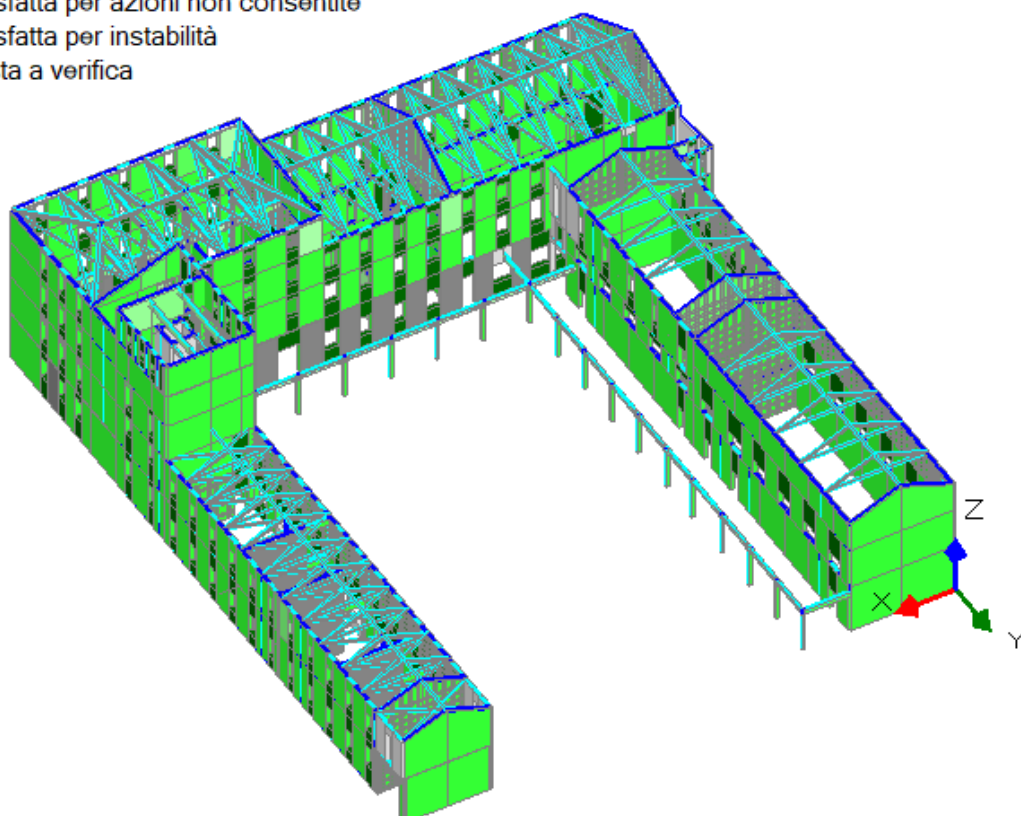


Figura 65 Verifica di pressoflessione complanare SLU



- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

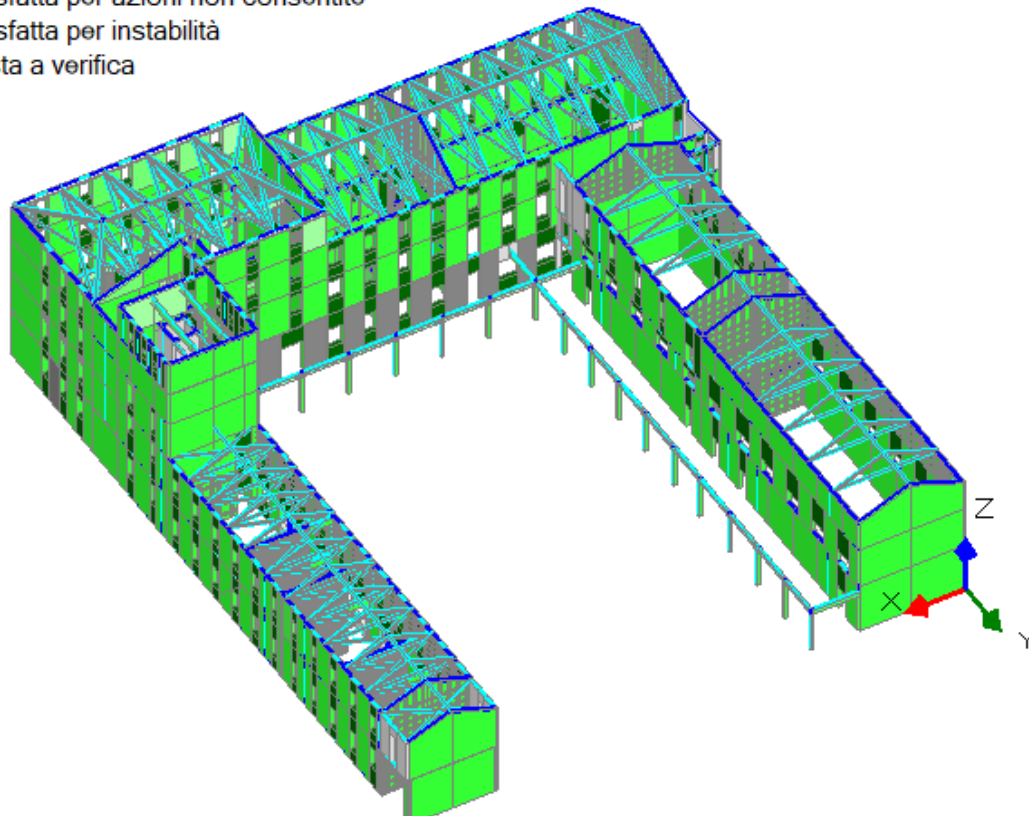


Figura 66 Verifiche a taglio SLU





- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

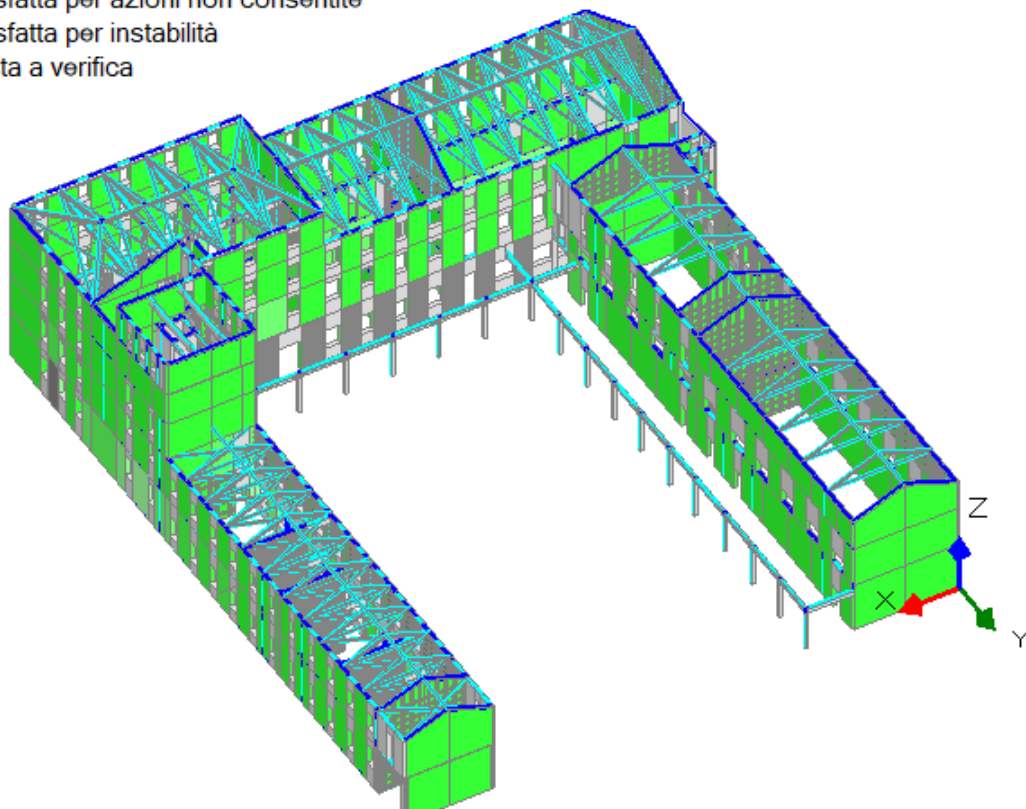


Figura 67 Verifiche di pressoflessione ortogonale 3D SLU

Sulla base degli interventi di progetto definiti, le verifiche SLU rispettano i requisiti di norma.

### J.3 ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

Il capitolo presenta le verifiche condotte sulle pareti della struttura con riferimento alle azioni fuori piano calcolate con il metodo delle forze equivalenti descritte nel par. 7.8.1.5.2 delle NTC 2018.



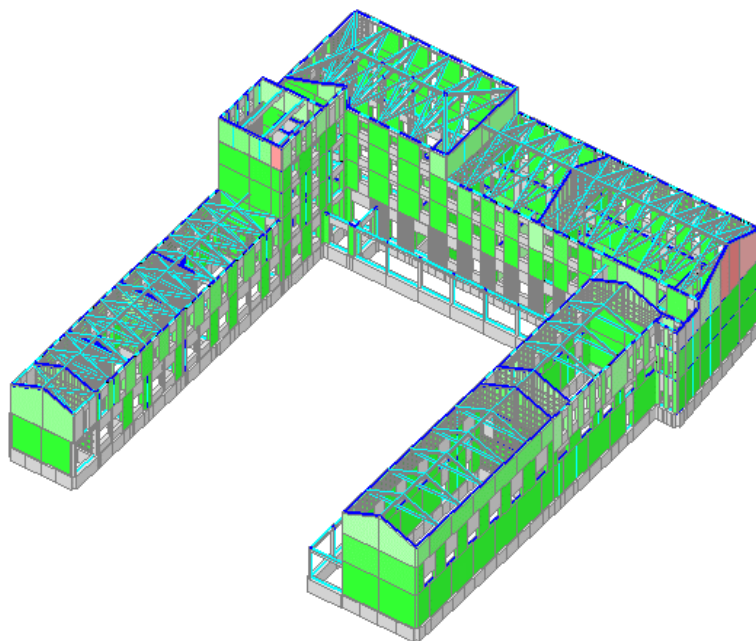


Figure 1 Verifiche a pressoflessione fuori piano con il metodo delle forze equivalenti

SLV: Resistenza fuori piano	0.677
-----------------------------	-------

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche a pressoflessione fuori piano condotte in accordo alle prescrizioni normative del par. 7.8.1.5.2 delle NTC 2018 è pari a 0.677. Le verifiche soddisfano i requisiti di norma per miglioramento sismico di edificio sottoposto a vincolo.

#### J.4 ANALISI STATICA NON LINEARE PUSH OVER

Si riportano i risultati dell'analisi statica non lineare condotta sulla struttura. Per l'analisi statica non lineare sono state analizzate 72 curve con riferimento all'azione sismica in X, in Y, all'applicazione del momento torcente aggiuntivo dovuto all'eccentricità del centro di massa (pur essendo la struttura a solai deformabili, si è ritenuto conservativo analizzare sia le curve senza eccentricità accidentale che quelle con eccentricità accidentale), alla combinazione direzionale.

N° curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'				L4	0.197	2.717	3.281	0.225	303	21.927	0.758	0.426	21
2	A	+X'		+		L4	0.196	2.709	3.281	0.211	248	26.097	0.711	0.348	17
3	A	+X'		-		L4	0.197	2.702	3.281	0.211	248	26.097	0.711	0.348	17
4	A	+X'	+0.3Y'			L4	0.195	2.765	3.281	0.227	308	21.613	0.765	0.433	22
5	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.197	2.672	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
6	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.189	2.819	3.281	0.200	219	28.998	0.674	0.308	15



7	A	+X'	-0.3Y'		L4	0.197	2.731	3.281	0.217	275	23.870	0.731	0.386	19
8	A	+X'	-0.3Y'	+	L4	0.191	2.748	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
9	A	+X'	-0.3Y'	-	L4	0.194	2.710	3.281	0.224	294	22.516	0.755	0.413	21
10	A	+Y'			L4	0.170	2.566	3.281	0.194	203	30.889	0.654	0.285	14
11	A	+Y'		+	L4	0.162	2.690	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
12	A	+Y'		-	L4	0.178	2.473	3.281	0.200	218	29.110	0.674	0.306	15
13	A	+Y'	+0.3X'		L4	0.171	2.564	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
14	A	+Y'	+0.3X'	+	L4	0.158	2.755	3.281	0.188	189	32.755	0.634	0.265	13
15	A	+Y'	+0.3X'	-	L4	0.183	2.429	3.281	0.196	211	29.914	0.661	0.296	15
16	A	+Y'	-0.3X'		L4	0.167	2.625	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
17	A	+Y'	-0.3X'	+	L4	0.155	2.797	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
18	A	+Y'	-0.3X'	-	L4	0.174	2.510	3.281	0.200	219	28.998	0.674	0.308	15
19	A	-X'			L4	0.183	2.927	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
20	A	-X'		+	L4	0.187	2.876	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
21	A	-X'		-	L4	0.184	2.936	3.281	0.194	203	30.889	0.654	0.285	14
22	A	-X'	+0.3Y'		L4	0.182	2.958	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
23	A	-X'	+0.3Y'	+	L4	0.180	2.973	3.281	0.242	376	18.083	0.816	0.528	26
24	A	-X'	+0.3Y'	-	L4	0.178	3.006	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
25	A	-X'	-0.3Y'		L4	0.184	2.908	3.281	0.217	270	24.253	0.731	0.379	19
26	A	-X'	-0.3Y'	+	L4	0.182	2.900	3.281	0.212	252	25.742	0.715	0.354	18
27	A	-X'	-0.3Y'	-	L4	0.187	2.897	3.281	0.196	207	30.394	0.661	0.291	15
28	A	-Y'			L4	0.164	2.635	3.281	0.182	175	34.856	0.613	0.246	12
29	A	-Y'		+	L4	0.172	2.540	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
30	A	-Y'		-	L4	0.157	2.794	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
31	A	-Y'	+0.3X'		L4	0.165	2.641	3.281	0.184	182	33.773	0.620	0.256	13
32	A	-Y'	+0.3X'	+	L4	0.175	2.522	3.281	0.184	182	33.773	0.620	0.256	13
33	A	-Y'	+0.3X'	-	L4	0.160	2.741	3.281	0.178	169	35.840	0.600	0.237	12
34	A	-Y'	-0.3X'		L4	0.164	2.678	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
35	A	-Y'	-0.3X'	+	L4	0.169	2.585	3.281	0.183	179	34.229	0.617	0.251	13
36	A	-Y'	-0.3X'	-	L4	0.156	2.795	3.281	0.178	166	36.352	0.600	0.233	12
37	E	+X'			L4	0.257	2.696	3.281	0.241	371	18.303	0.812	0.521	26
38	E	+X'		+	L4	0.250	2.757	3.281	0.217	271	24.176	0.731	0.381	19
39	E	+X'		-	L4	0.255	2.607	3.281	0.188	189	32.755	0.634	0.265	13
40	E	+X'	+0.3Y'		L4	0.257	2.654	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
41	E	+X'	+0.3Y'	+	L4	0.250	2.719	3.281	0.216	266	24.569	0.728	0.374	19



42	E	+X'	+0.3Y'	-	L4	0.253	2.655	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
43	E	+X'	-0.3Y'		L4	0.257	2.688	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
44	E	+X'	-0.3Y'	+	L4	0.250	2.742	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
45	E	+X'	-0.3Y'	-	L4	0.255	2.627	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
46	E	+Y'			L4	0.237	2.833	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
47	E	+Y'		+	L4	0.233	2.641	3.281	0.202	227	28.136	0.681	0.319	16
48	E	+Y'		-	L4	0.237	2.959	3.281	0.178	169	35.840	0.600	0.237	12
49	E	+Y'	+0.3X'		L4	0.237	2.808	3.281	0.198	215	29.449	0.667	0.302	15
50	E	+Y'	+0.3X'	+	L4	0.233	2.716	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
51	E	+Y'	+0.3X'	-	L4	0.237	2.963	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
52	E	+Y'	-0.3X'		L4	0.237	2.748	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
53	E	+Y'	-0.3X'	+	L4	0.224	2.766	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
54	E	+Y'	-0.3X'	-	L4	0.237	2.912	3.281	0.183	179	34.229	0.617	0.251	13
55	E	-X'			L4	0.250	2.854	3.281	0.221	289	22.857	0.745	0.406	20
56	E	-X'		+	L4	0.257	2.773	3.281	0.241	366	18.529	0.812	0.514	26
57	E	-X'		-	L4	0.244	2.875	3.281	0.221	284	23.209	0.745	0.399	20
58	E	-X'	+0.3Y'		L4	0.238	2.996	3.281	0.209	244	26.463	0.704	0.343	17
59	E	-X'	+0.3Y'	+	L4	0.244	2.953	3.281	0.206	231	27.724	0.694	0.324	16
60	E	-X'	+0.3Y'	-	L4	0.240	2.932	3.281	0.209	244	26.463	0.704	0.343	17
61	E	-X'	-0.3Y'		L4	0.250	2.782	3.281	0.230	319	20.952	0.775	0.448	22
62	E	-X'	-0.3Y'	+	L4	0.253	2.819	3.281	0.265	486	14.300	0.893	0.683	34
63	E	-X'	-0.3Y'	-	L4	0.244	2.829	3.281	0.217	270	24.253	0.731	0.379	19
64	E	-Y'			L4	0.235	2.798	3.281	0.206	231	27.724	0.694	0.324	16
65	E	-Y'		+	L4	0.237	2.918	3.281	0.190	196	31.795	0.640	0.275	14
66	E	-Y'		-	L4	0.230	2.700	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
67	E	-Y'	+0.3X'		L4	0.230	2.853	3.281	0.200	218	29.110	0.674	0.306	15
68	E	-Y'	+0.3X'	+	L4	0.236	2.920	3.281	0.198	215	29.449	0.667	0.302	15
69	E	-Y'	+0.3X'	-	L4	0.226	2.799	3.281	0.216	266	24.569	0.728	0.374	19
70	E	-Y'	-0.3X'		L4	0.237	2.796	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
71	E	-Y'	-0.3X'	+	L4	0.237	2.929	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
72	E	-Y'	-0.3X'	-	L4	0.225	2.843	3.281	0.217	275	23.870	0.731	0.386	19

L'analisi delle 72 curve per lo stato di fatto evidenziano un indicatore di rischio sismico minimo di **0.6**.

Si riportano nel seguito le curve corrispondenti agli indicatori sismici minimi in X e in Y.

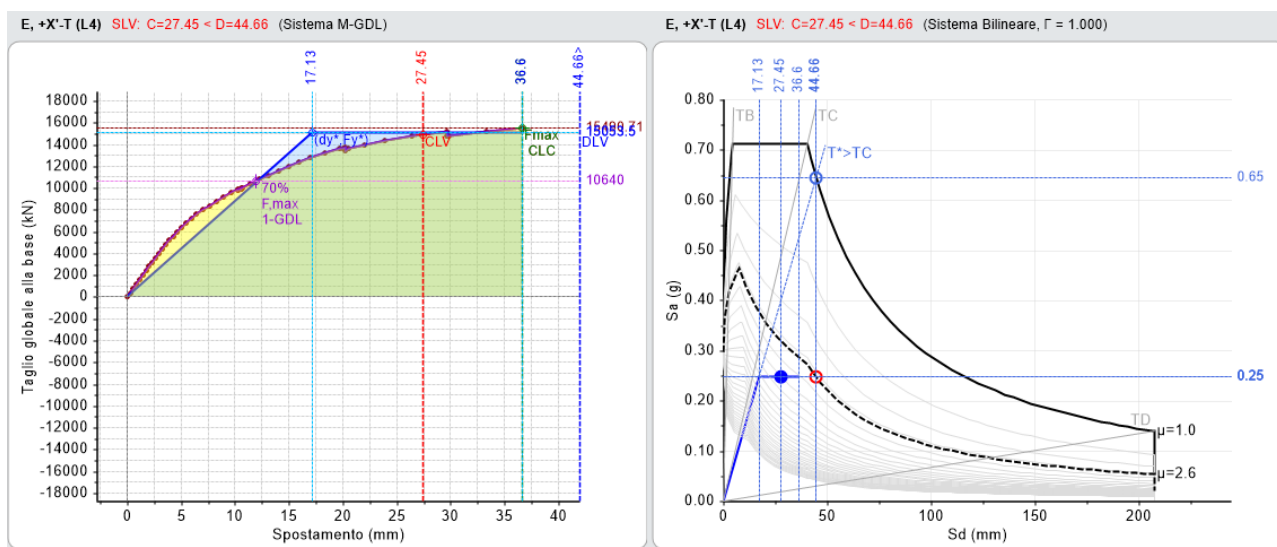


Figura 68 Curva corrispondente al minimo indicatore di rischio sismico, direzione X  $I_s=0.634$

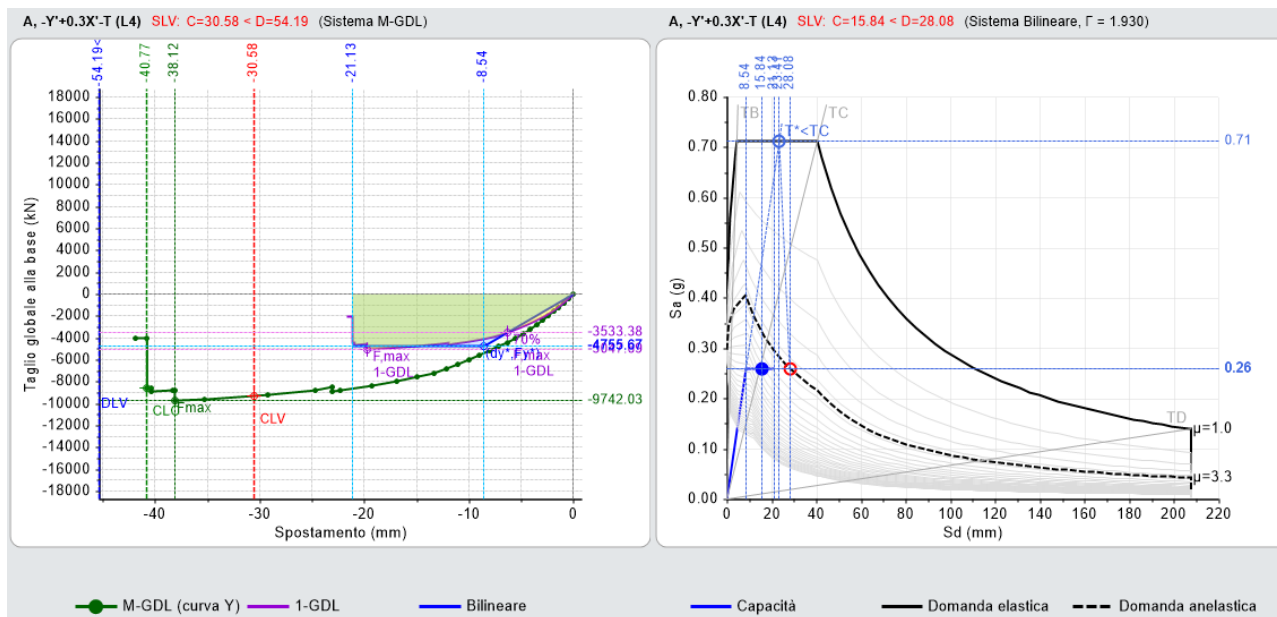


Figura 69 Curva corrispondente al minimo indicatore di rischio sismico, direzione Y  $I_s=0.6$

## J.5 ANALISI CINEMATICA

Il paragrafo riporta i risultati principali dell'analisi cinematica per meccanismi locali di collasso condotta sulla struttura nel suo stato di progetto. Sono stati analizzati meccanismi da ribaltamento semplice nel caso di elementi non collegati in testa. Dove è stata riscontrata la presenza di cordoli di piano sono stati analizzati i meccanismi di parete vincolata ai bordi (flessione verticale). Nell'analisi dei meccanismi si è tenuto conto della presenza di catena metalliche preesistenti.



## 01. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.480$

### ■ SLD

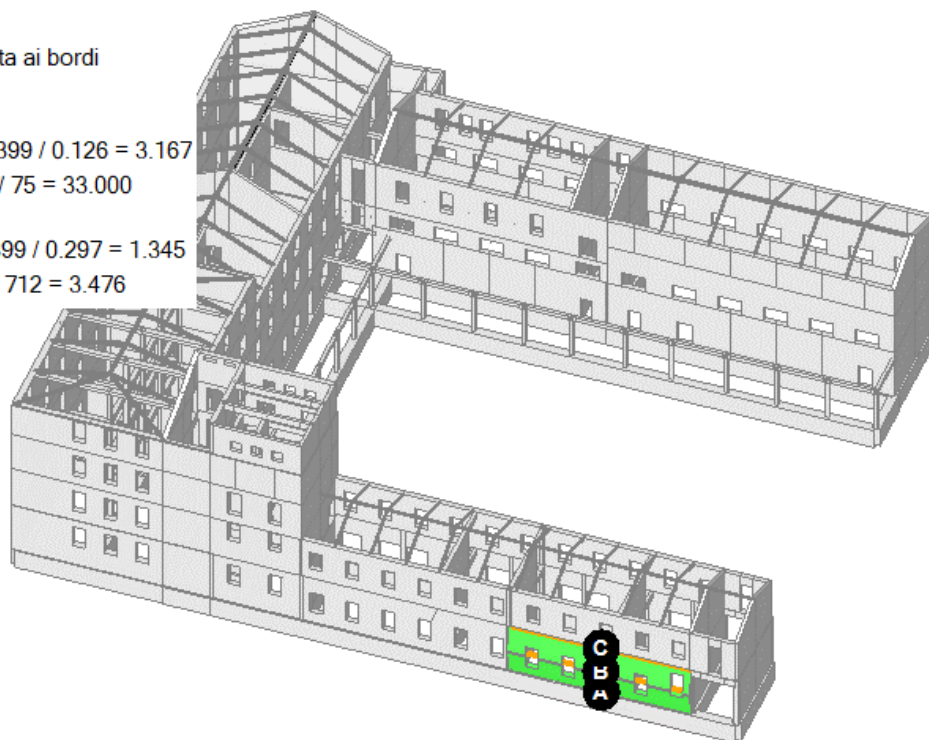
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.399 / 0.126 = 3.167$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



## 02. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.446$

### ■ SLD

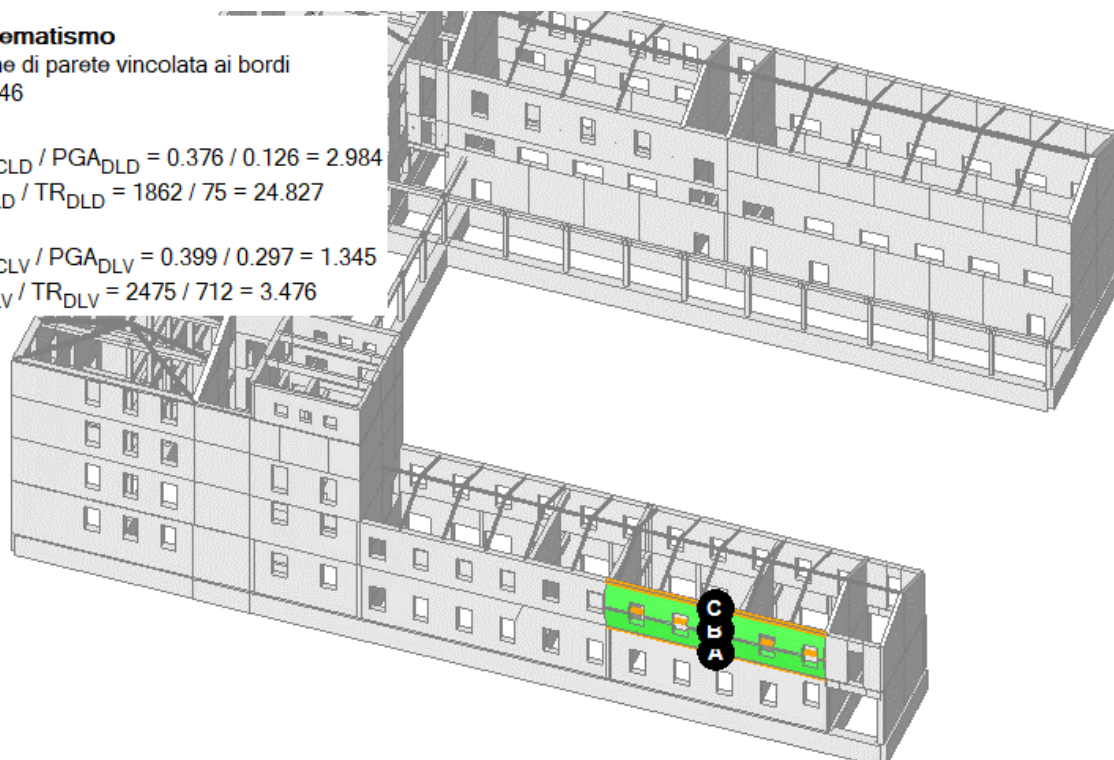
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.376 / 0.126 = 2.984$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 1862 / 75 = 24.827$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$







### 03. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.597$

#### ■ SLD

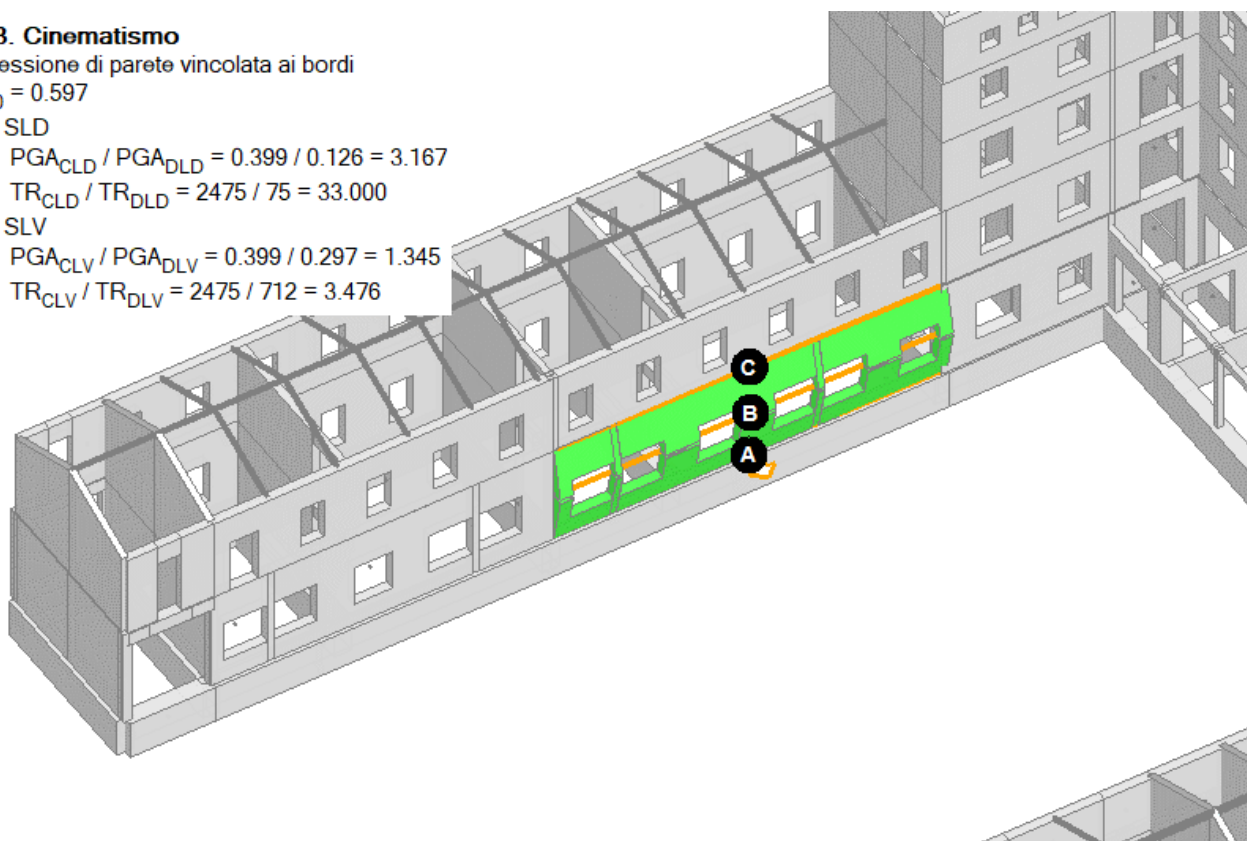
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.399 / 0.126 = 3.167$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$$

#### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$







#### 04. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.552$

##### ■ SLD

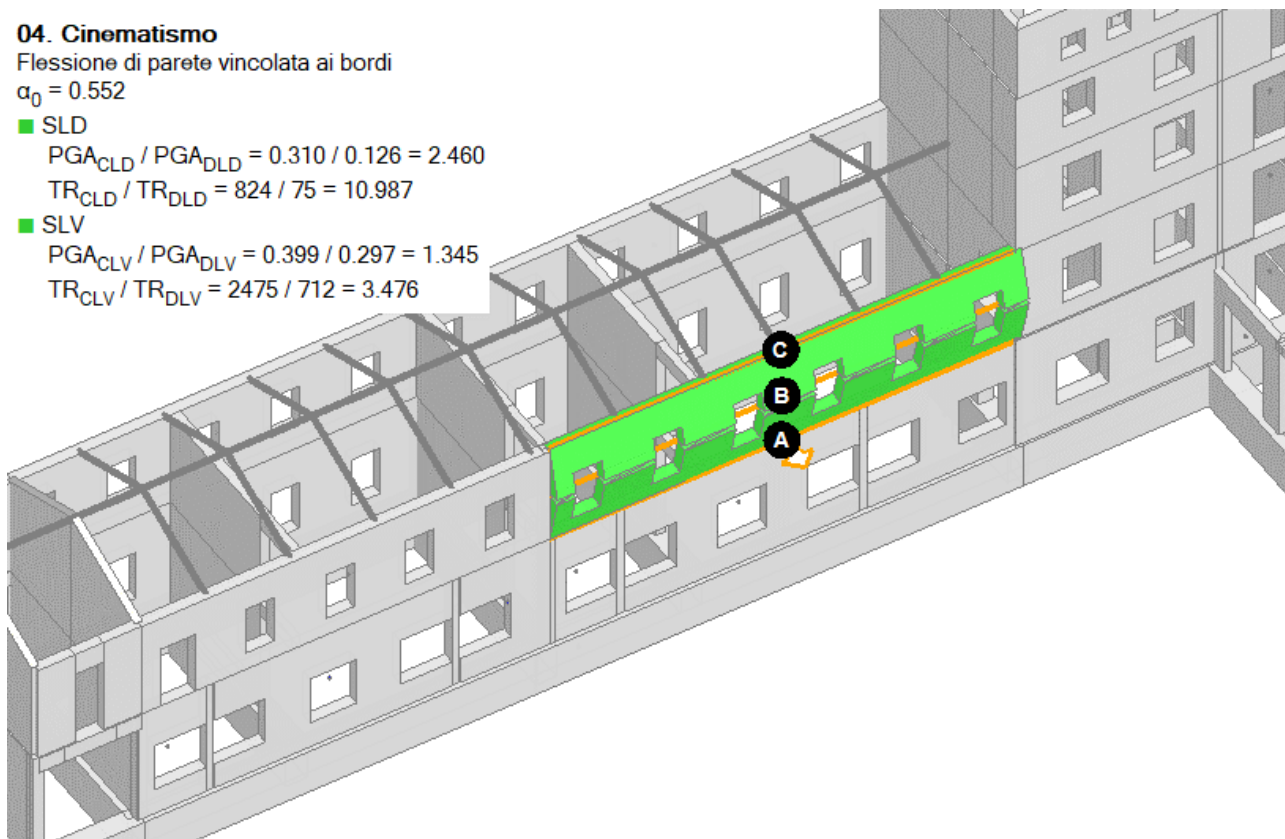
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.310 / 0.126 = 2.460$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 824 / 75 = 10.987$$

##### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





### 05. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.403$

#### ■ SLD

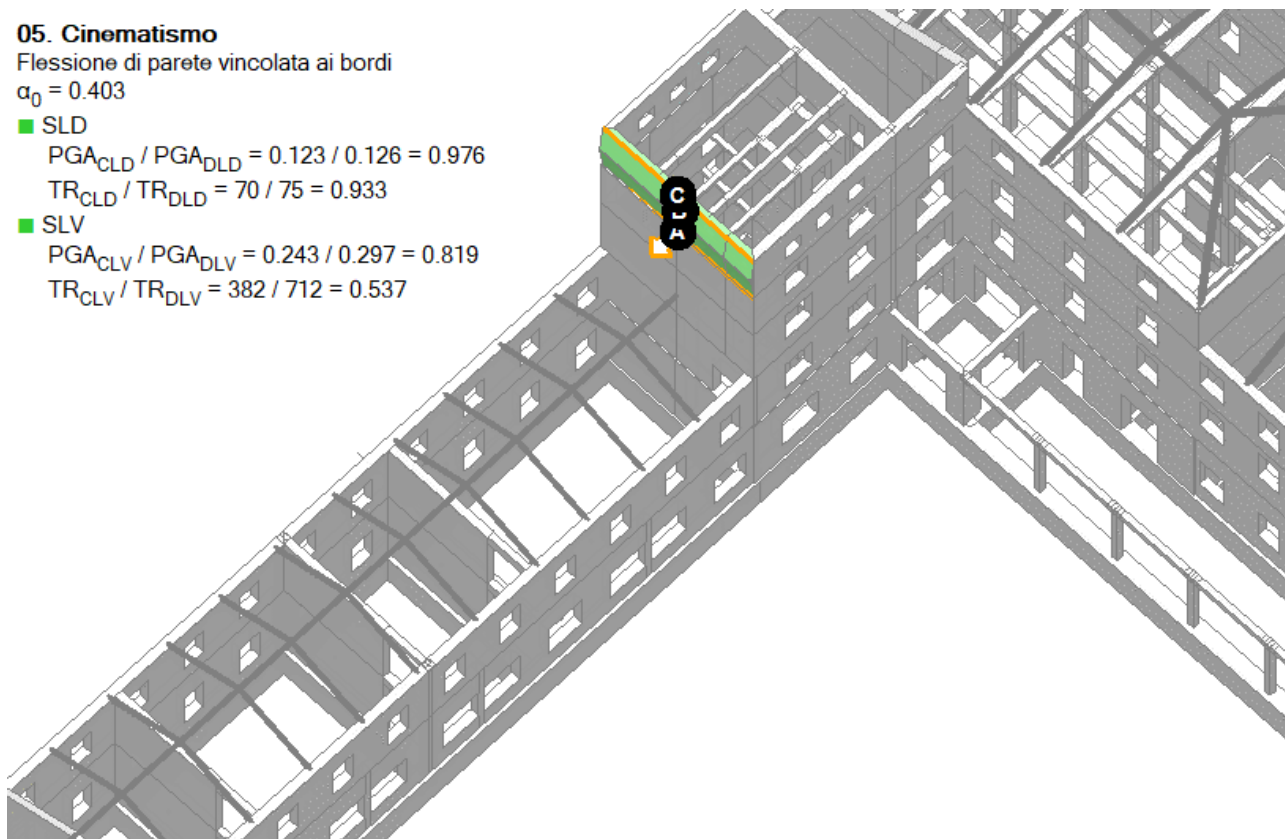
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.123 / 0.126 = 0.976$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 70 / 75 = 0.933$$

#### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.243 / 0.297 = 0.819$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 382 / 712 = 0.537$$



### 06. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.480$

#### ■ SLD

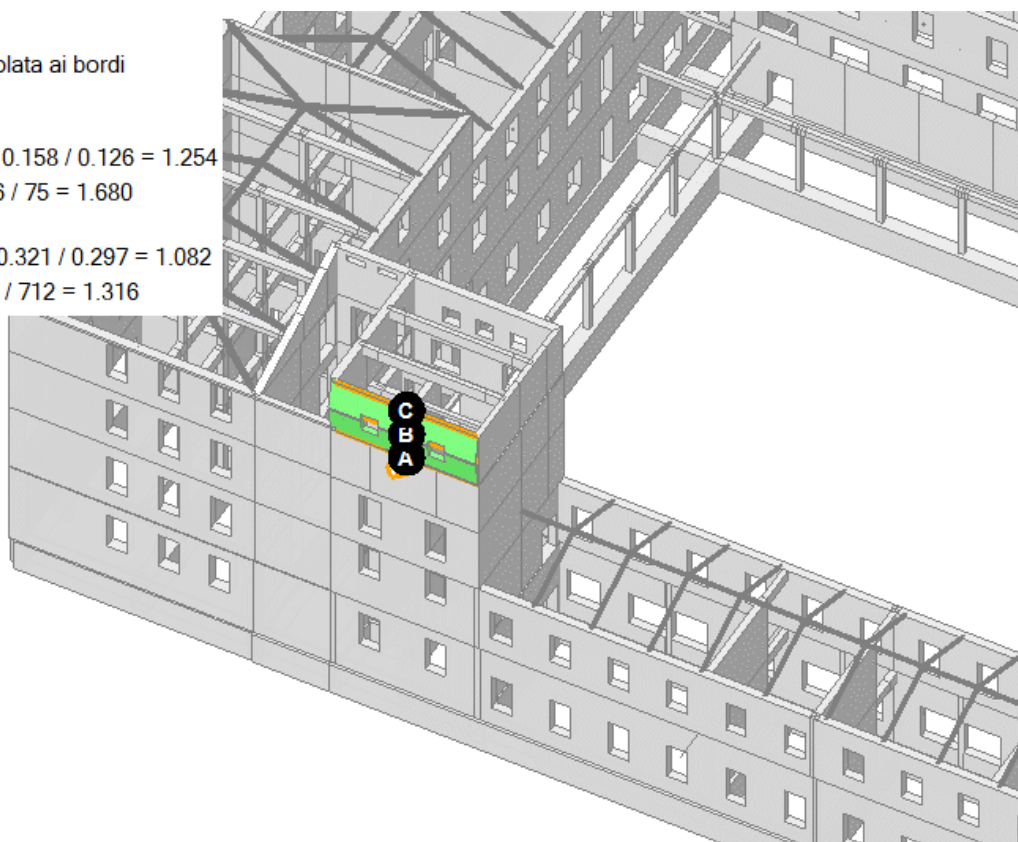
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.158 / 0.126 = 1.254$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 126 / 75 = 1.680$$

#### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.321 / 0.297 = 1.082$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 937 / 712 = 1.316$$





### 07. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.342$

#### ■ SLD

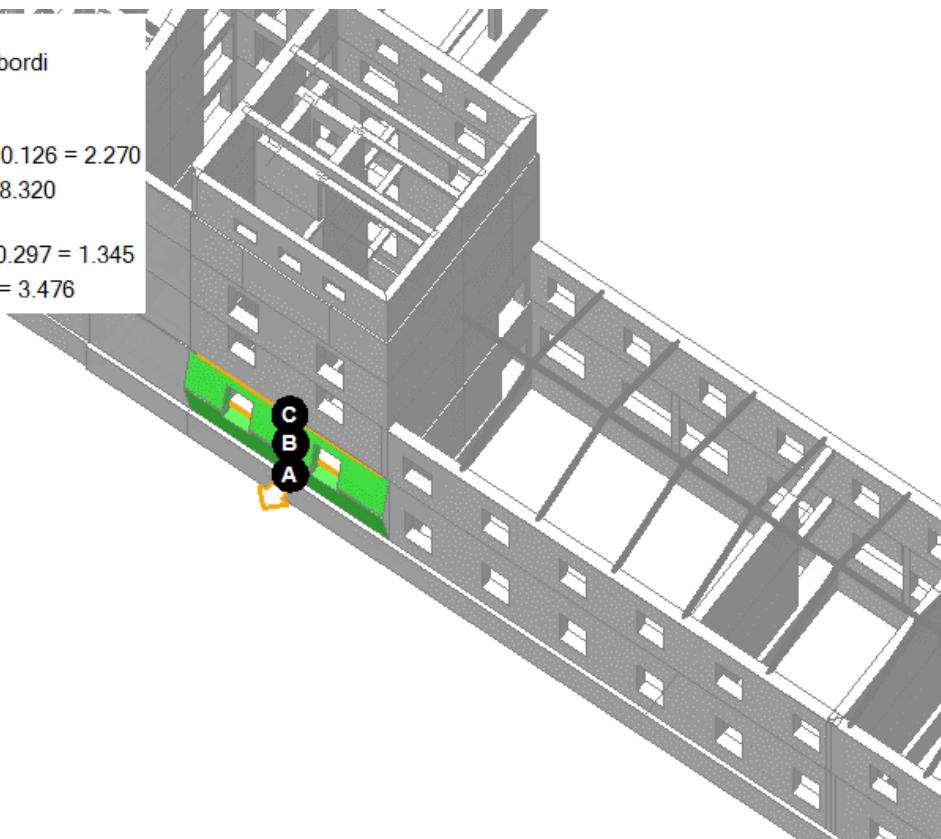
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.286 / 0.126 = 2.270$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 624 / 75 = 8.320$$

#### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



### 08. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.510$

#### ■ SLD

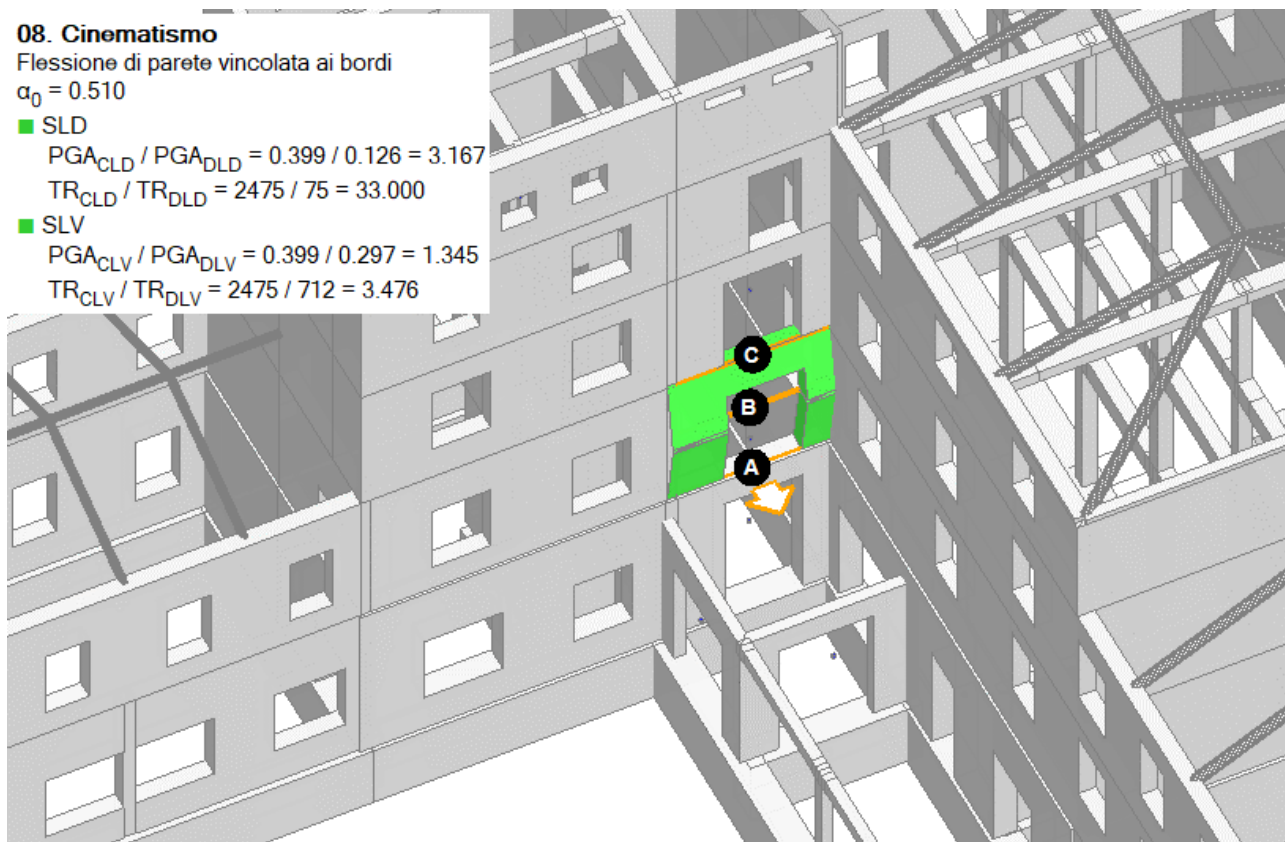
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.399 / 0.126 = 3.167$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 75 = 33.000$$

#### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$







## 09. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.505$

### ■ SLD

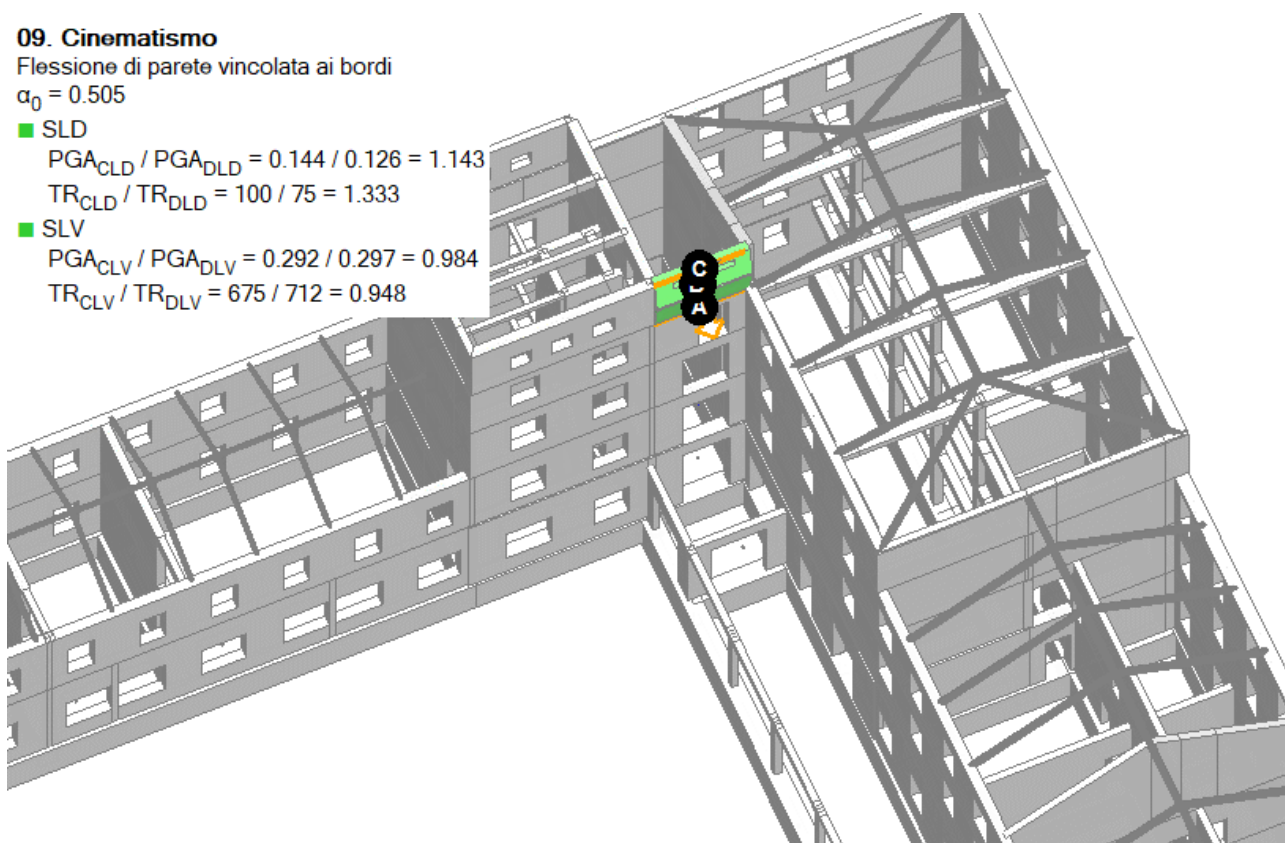
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.144 / 0.126 = 1.143$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 100 / 75 = 1.333$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.292 / 0.297 = 0.984$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 675 / 712 = 0.948$$



## 10. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.675$

### ■ SLD

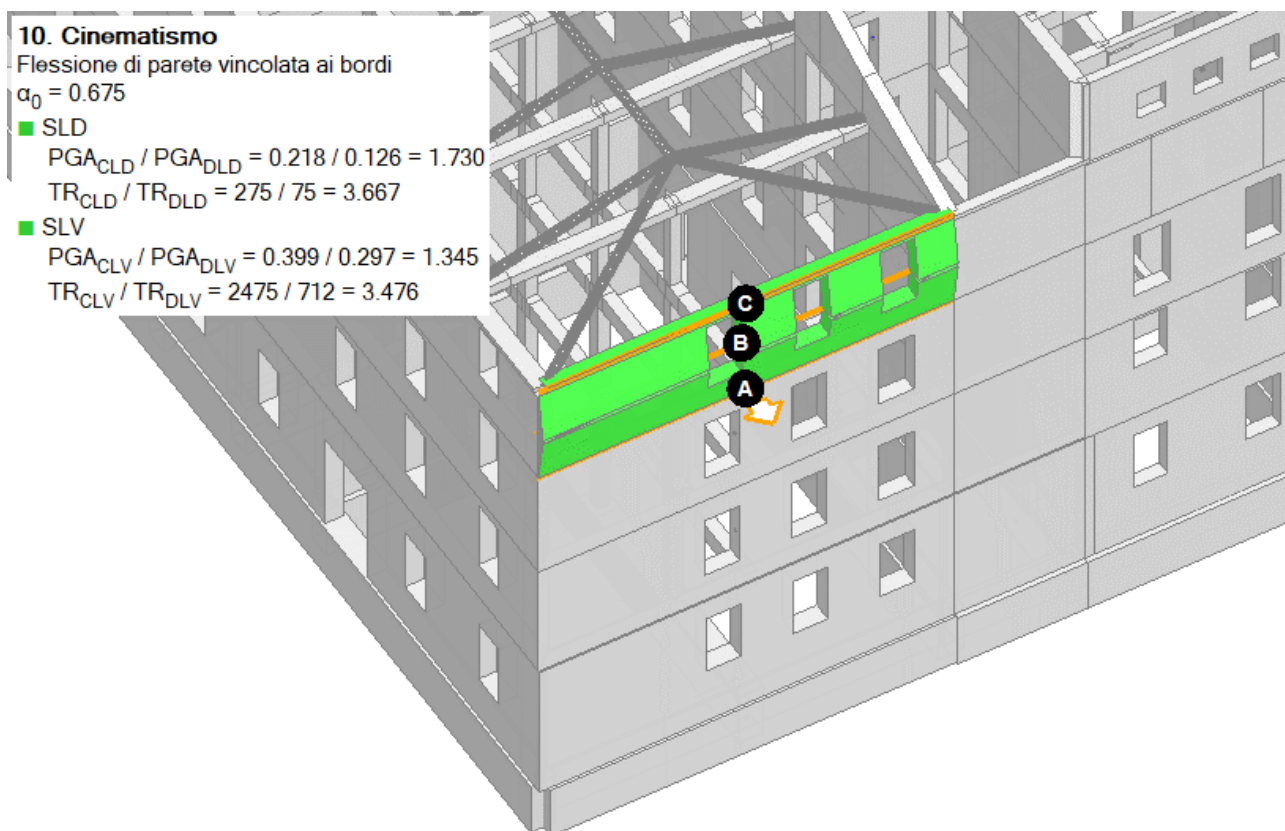
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.218 / 0.126 = 1.730$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 275 / 75 = 3.667$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





## 11. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.726$

### ■ SLD

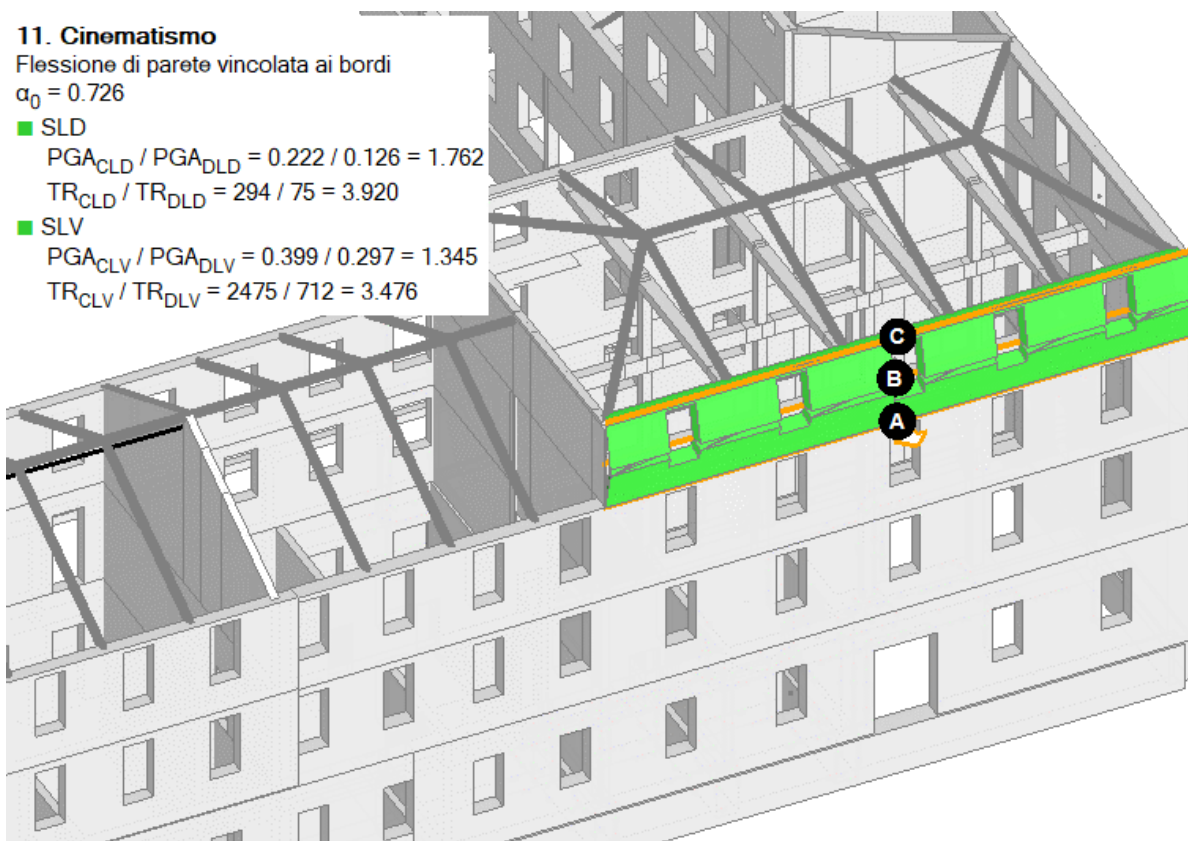
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.222 / 0.126 = 1.762$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 294 / 75 = 3.920$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





## 12. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.578$

### ■ SLD

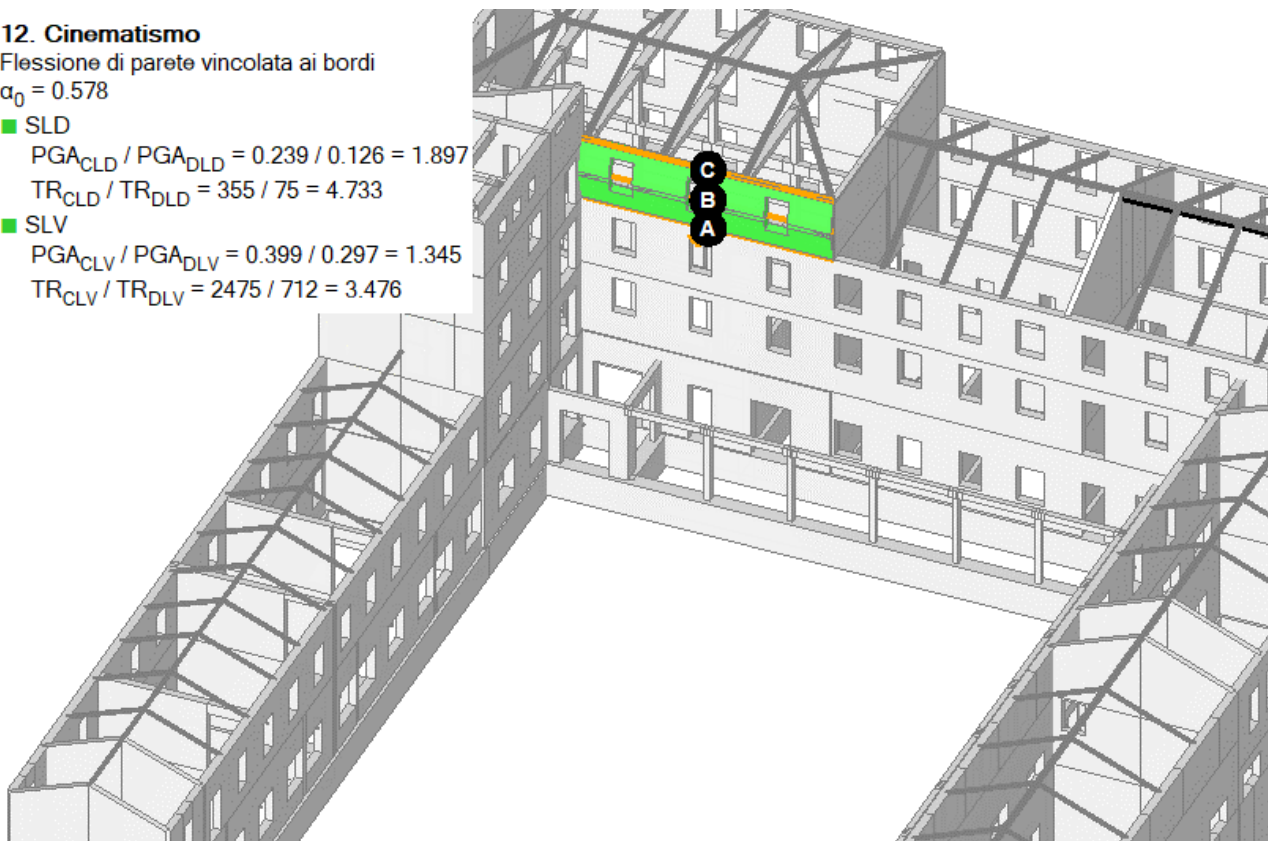
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.239 / 0.126 = 1.897$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 355 / 75 = 4.733$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



## 13. Cinematismo

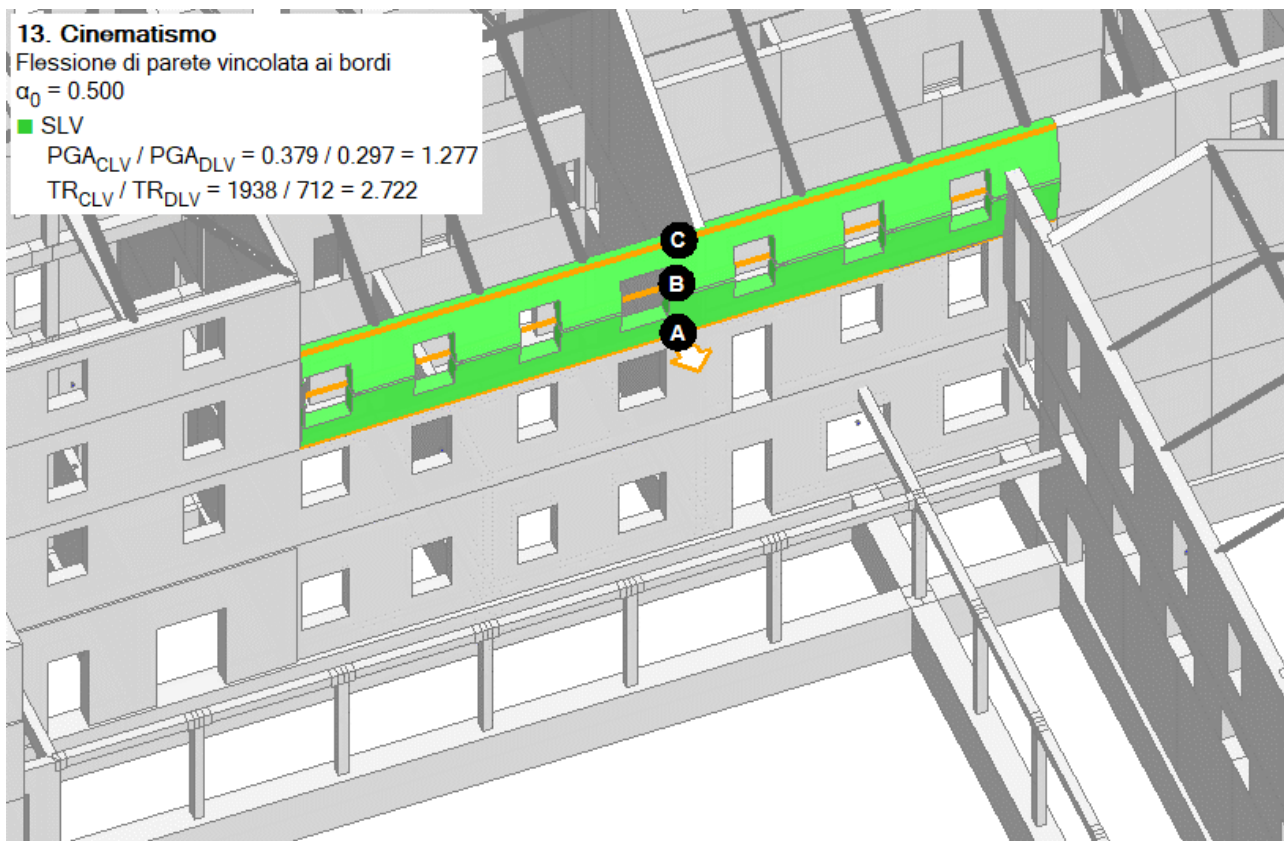
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.500$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.379 / 0.297 = 1.277$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1938 / 712 = 2.722$$







#### 14. Cinematismo

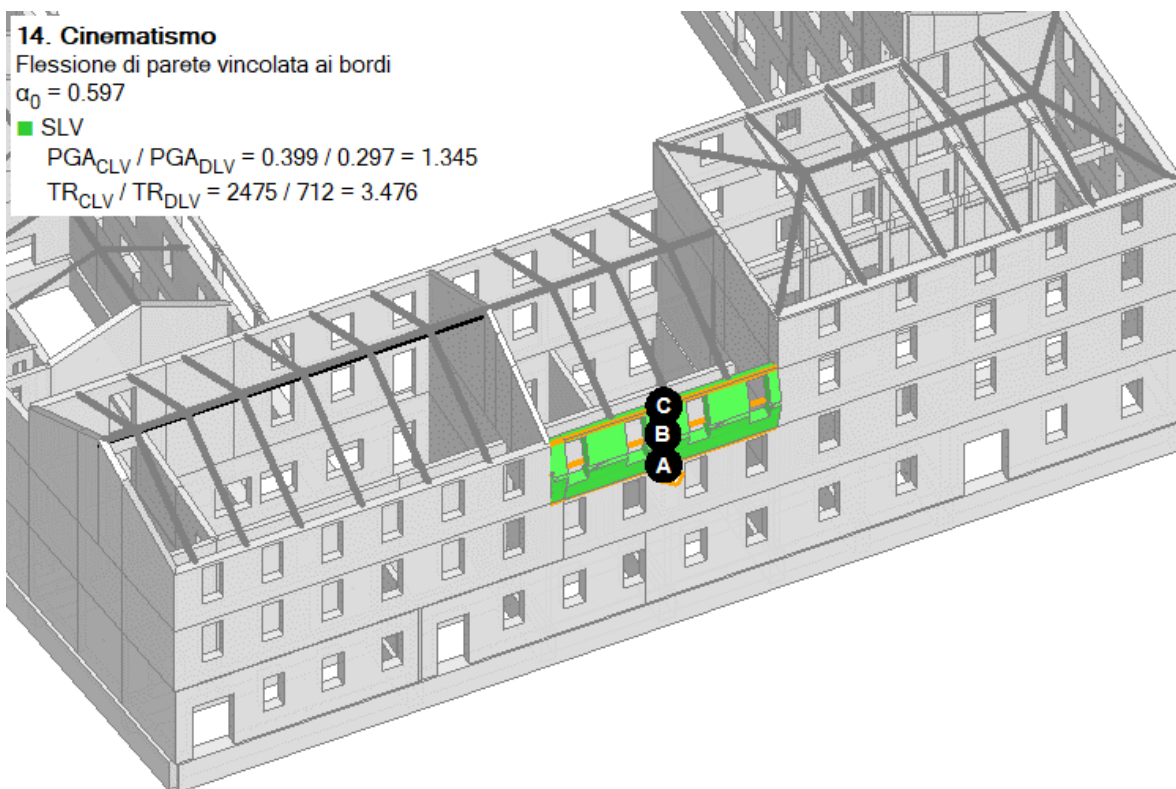
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.597$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



#### 15. Cinematismo

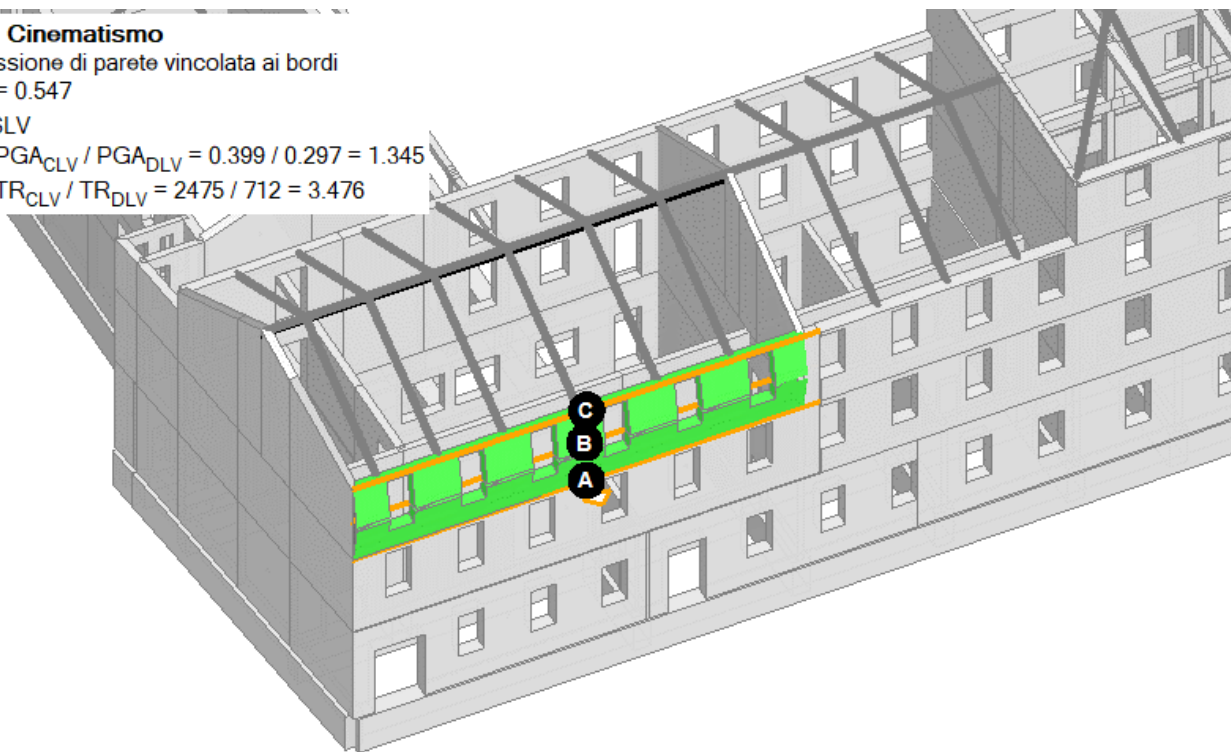
Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.547$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$





## 16. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.382$$

### ■ SLD

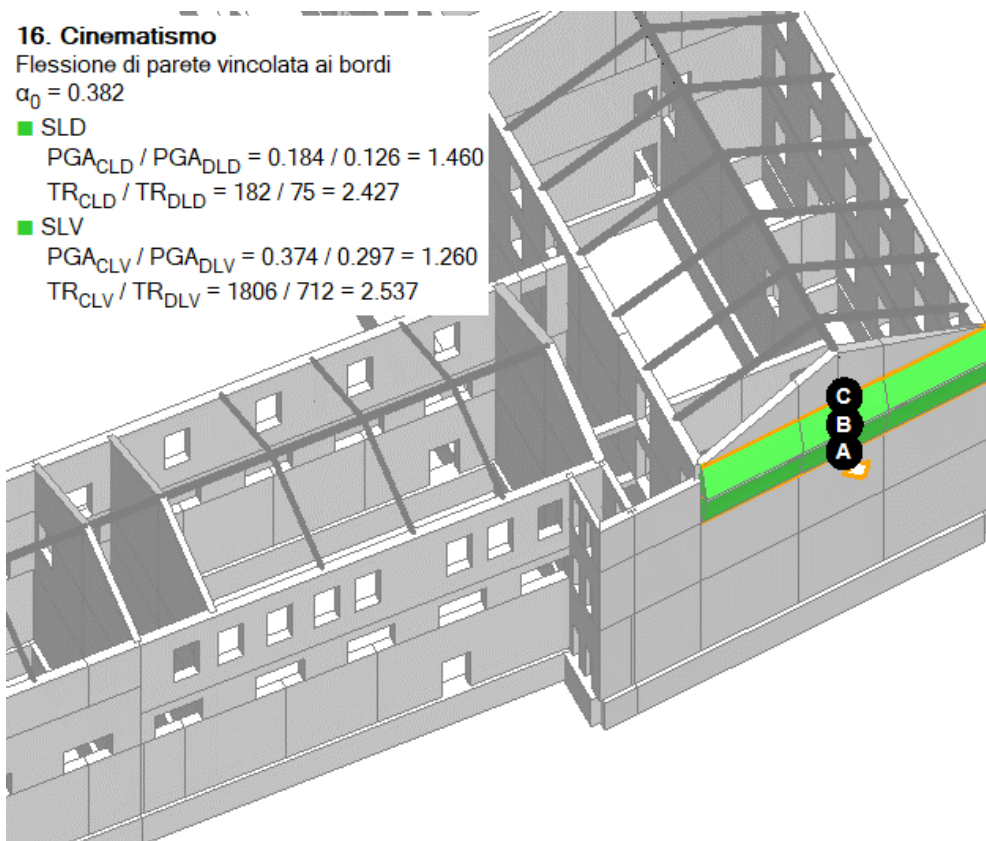
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.184 / 0.126 = 1.460$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 182 / 75 = 2.427$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.374 / 0.297 = 1.260$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1806 / 712 = 2.537$$



## 17. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.754$$

### ■ SLD

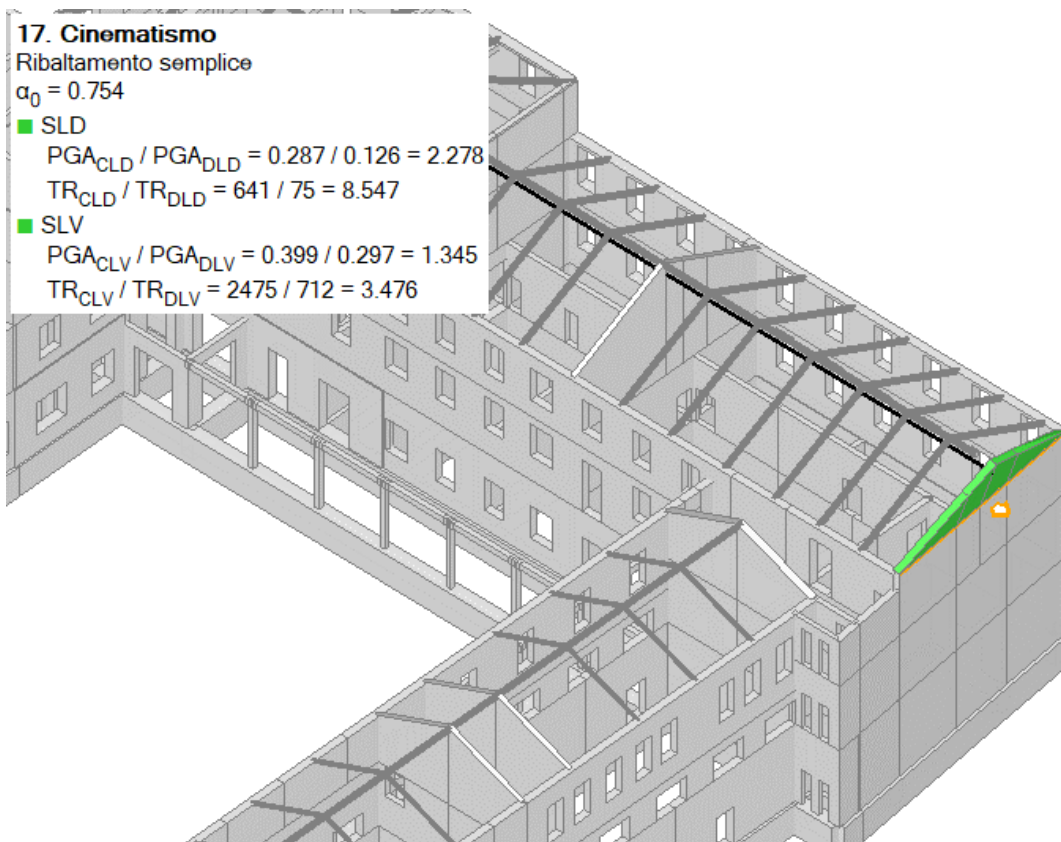
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.287 / 0.126 = 2.278$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 641 / 75 = 8.547$$

### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.399 / 0.297 = 1.345$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



Si prevede l'inserimento di una catena sommitale  $\phi 16$  con contropiastre  $200 \times 200$  mm per 20 mm di spessore.



## 18. Cinematismo

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.092$

### ■ SLD

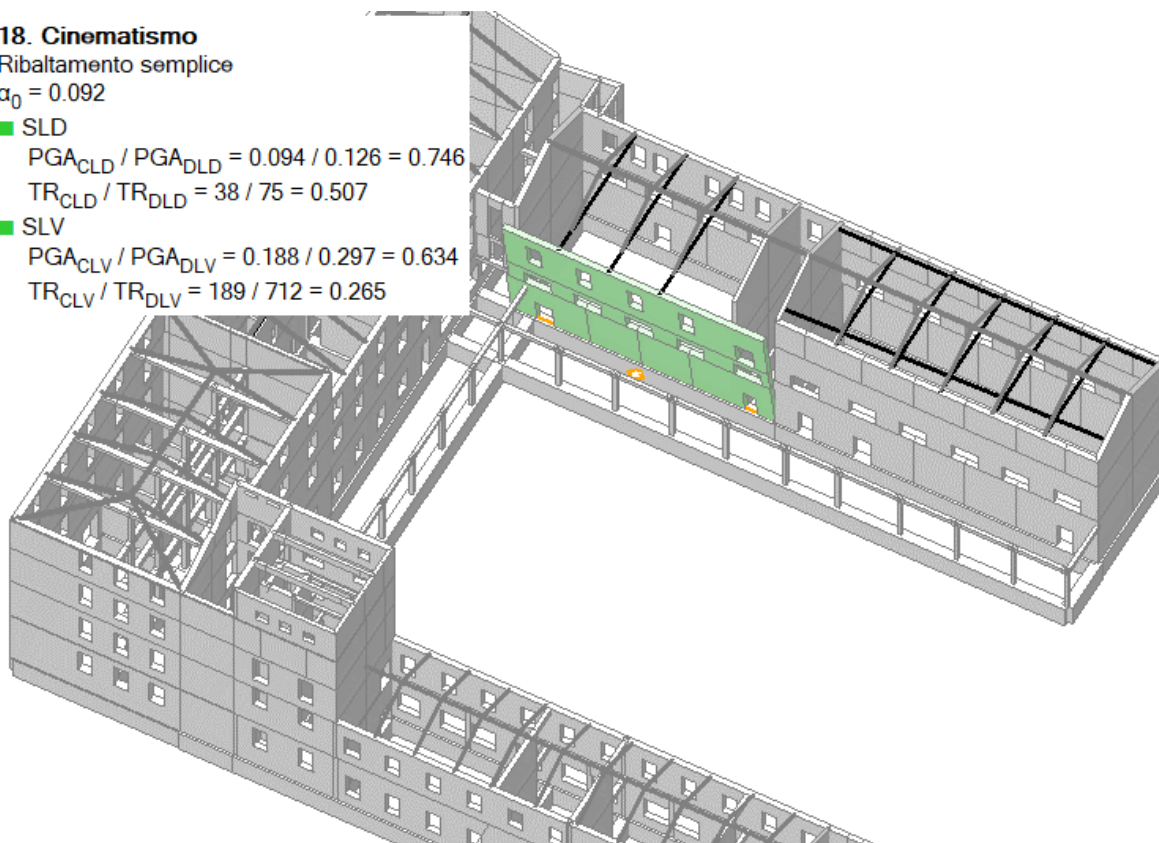
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.094 / 0.126 = 0.746$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 38 / 75 = 0.507$$

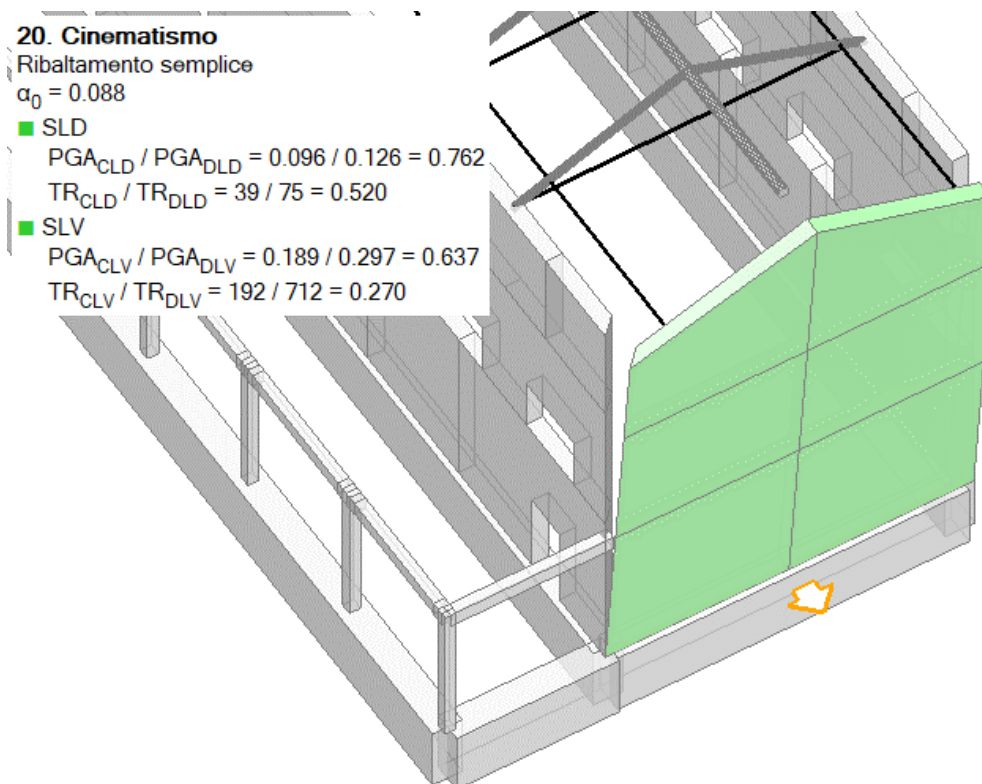
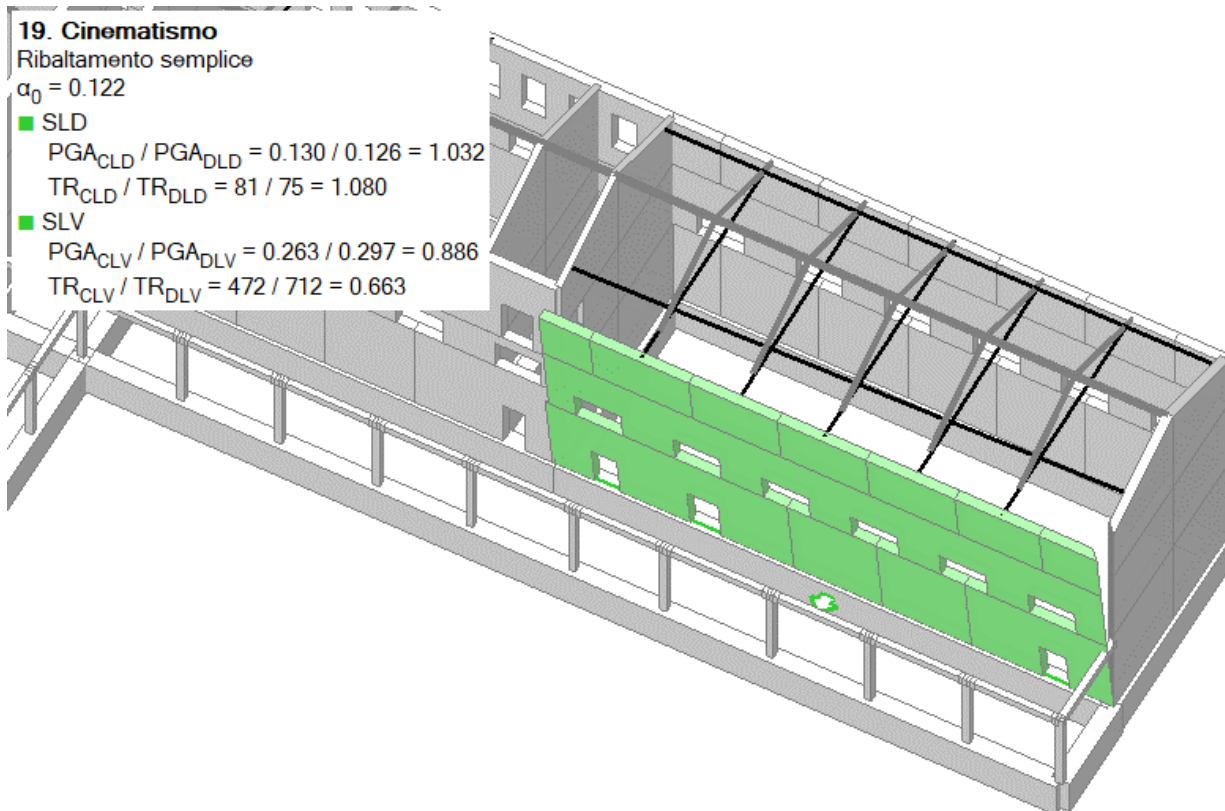
### ■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.188 / 0.297 = 0.634$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 189 / 712 = 0.265$$



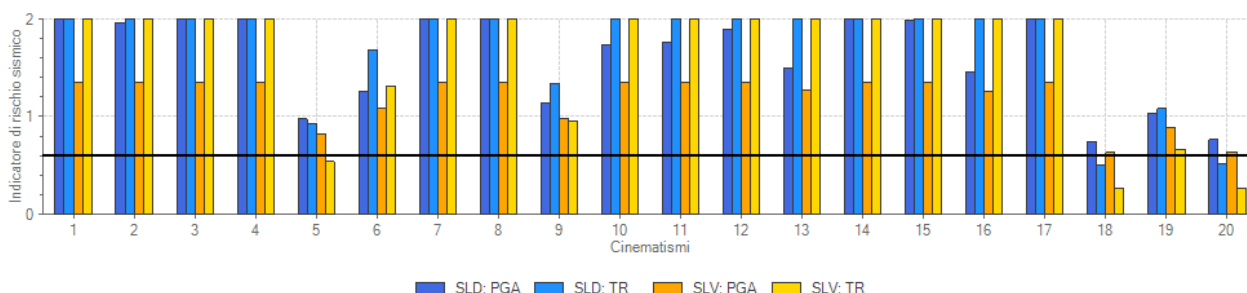




L'analisi cinematica ha evidenziato un indicatore di rischio sismico allo SLV di **0.634**.



Si riporta nel seguito in forma tabellare il riassunto dell'analisi cinematica condotta sulla struttura analizzata.

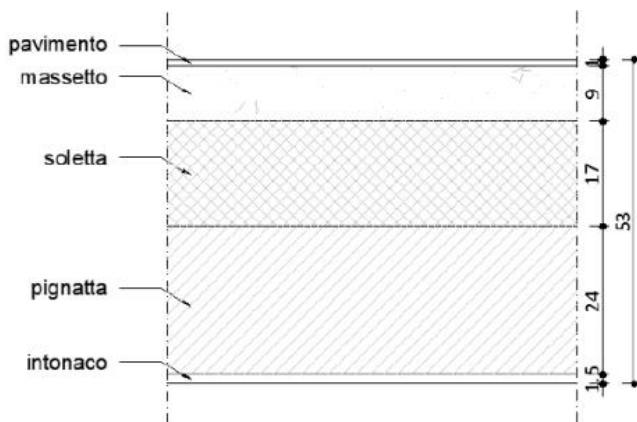


## J.6 INTERVENTI DI PROGETTO

### INTERVENTO DI ALLEGGERIMENTO DI SOLAI ESISTENTI IN C.A.

In corrispondenza dei livelli +4.82 m e +8.86 m del corpo C, lato Palestre sono stati individuati due solai di luce 8 m di elevato spessore e conseguente elevato carico. Con l'obiettivo di ridurre i carichi gravanti sui maschi murari del piano terra lato corte interna si realizza un intervento di demolizione dei solai esistenti con realizzazione di solai alleggeriti con elementi di riempimento alleggeriti in EPS.

In particolare, le indagini in situ hanno evidenziato il seguente pacchetto di solaio



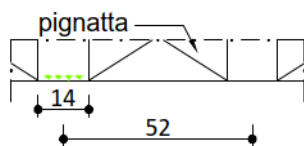
Inoltre l'utilizzo del pacometro ha consentito l'individuazione dell'armatura longitudinale presente nei travetti

SI.02

SOLAIO

piano primo

scala 1:20



**ARMATURA LONGITUDINALE**  
4 treccie 3Ø3

L'analisi dei carichi corrispondente allo stato di fatto è riportata nella tabella che segue.





ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.24	0.14	1.00	0.50	25	1.68
soletta c.a	0.17	1.00	1.00	1.00	25	4.25
Pignatta	0.24	1.00	1.00	1.00	8	1.92
<b>gk1</b>						<b>7.85</b>
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.09	1.00	1.00	1.00	22	1.98
sottofondo	0.00	1.00	1.00	1.00	20	0.00
pavimento	0.02	1.00	1.00	1.00	20	0.30
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>3.47</b>
ID:	Solaio corpo C +8.86					
tipo:	VE.02-SI.02					
<b>qk</b>	cat. C					<b>3.00</b>

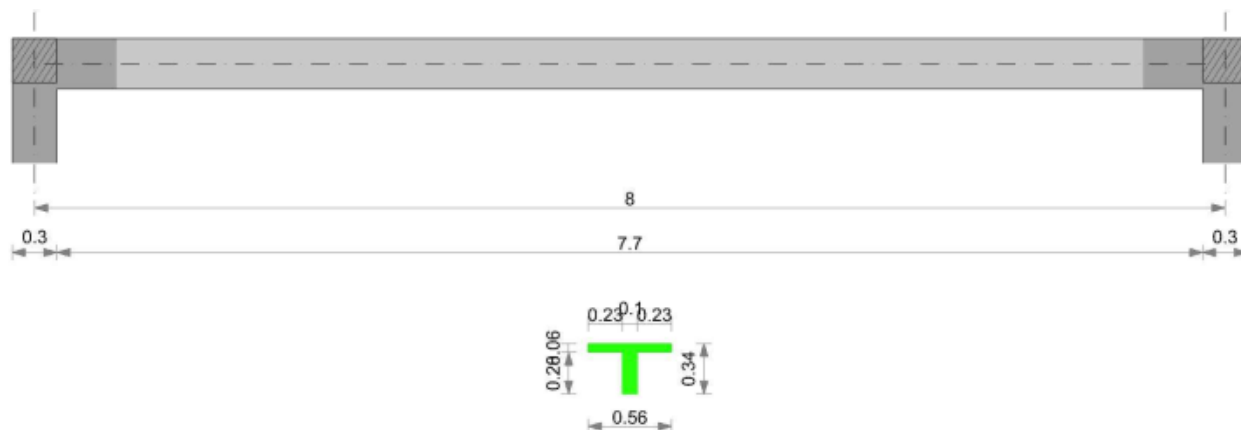
Si prevede la realizzazione di un solaio ex novo in c.a. con elementi di alleggerimento in EPS tipo Nidyon Nisol, realizzato con cemento strutturale alleggerito tipo Leca1600 (Rck35).

Nella tabella seguente si riporta l'analisi dei carichi dello stato di progetto.

ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.28	0.10	1.00	0.56	20	1.00
soletta c.a	0.06	1.00	1.00	1.00	20	1.20
EPS	0.28	1.00	1.00	1.00	0.15	0.04
<b>gk1</b>						<b>2.24</b>
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
sottofondo	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	18	0.18
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
<b>gk2</b>						<b>2.33</b>
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
<b>qk</b>	cat. C					<b>3.00</b>



Si prevede l'impiego di un solaio del tipo 26+5 con travetti da 10 cm di larghezza a passo 56 cm e soletta armata da 5 cm. Si riporta di seguito la verifica del solaio condotta con riferimento allo SLU e agli SLE in accordo alle prescrizioni NTC 2018. Per la progettazione viene adottata un'ipotesi conservativa di solaio in semplice appoggio.



La verifica si riferisce al singolo travetto e alla larghezza efficace della soletta superiore.

### Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C28/35\_tipo Leca 1600 Rck 35000

### Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Int.	B anima	Altezza	H cappa	H lastra	C. sup.	C. inf.	C. inf. agg.	Peso
1	Ner 10x(28+6)/56	Nervatura	0.56	0.1	0.34	0.06		0.015	0.015	0.016	2.25



Calcestruzzo strutturale leggero C28/35 - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005 tipo LECA1600			
Peso specifico	$\gamma$	16	[kN/m <sup>3</sup> ]
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36.00	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.77	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.94	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.60	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.80	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.60	[MPa]
Classe di consistenza	S4		
Diametro max aggregato	$d_{max}$	15.00	mm
Classe di esposizione	XC1		
Rapporto acqua/cemento	$\leq 0.55$		
Coripfero minimo	$c$	20.00	mm

Acciaio B450C- Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{yd}$	0.001956522	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\varepsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.30	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360.00	[MPa]

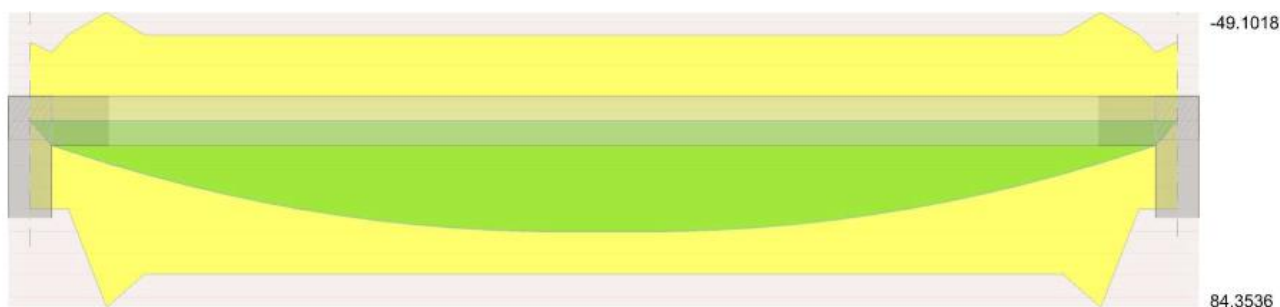


Figura 70 Diagramma momento flettente SLU [kNm]

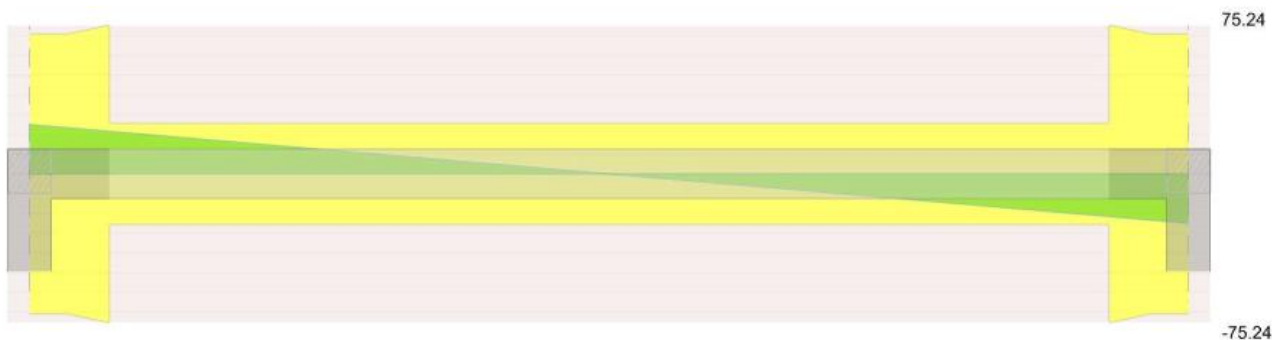


Figura 71 Diagramma Taglio SLU [kN]



Figura 72 Verifica della freccia L/300 SLE

#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.000214	0.023	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì
0.15	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.63						Sì
4	0.000339	0.021	0.000603	0.034	50.064	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
4.27	0.000339	0.021	0.000603	0.034	49.8415	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
7.85	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.63						Sì
8	0.000214	0.023	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.000172	25.03	25.03	70.99	Sì
0.15	0.000402	24.09	24.09	70.99	Sì
7.2	0.000603	-20.03	-20.03	-25.6	Sì
7.85	0.000402	-24.09	-24.09	-70.99	Sì
8	0.000172	-25.03	-25.03	-70.99	Sì

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente						Verifica
	Mela	Mdes	$\sigma c$	$\sigma c \text{ lim.}$	$\sigma f$	$\sigma f \text{ lim.}$		Mela	Mdes	$\sigma c$	$\sigma c \text{ lim.}$	$\sigma \text{ FRP}$	$\sigma \text{ FRP lim.}$	
0	0	0	0	17430	0	360000		0	0	0	13073	0	+	Sì
0.15	2.5552	7.6207	670	17430	9955	360000		2.1595	6.4407	567	13073	0	+	Sì
4	34.72	34.72	4892	17430	204190	360000		29.344	29.344	4134	13073	0	+	Sì
7.85	2.5552	7.6207	670	17430	9955	360000		2.1595	6.4407	567	13073	0	+	Sì
8	0	0	0	17430	0	360000		0	0	0	13073	0	+	Sì

#### Verifica di apertura delle fessure



x	Bordo	Rara			Frequente			Quasi permanente			Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	
3.73	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000063	S <sub>1</sub>
4	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000063	S <sub>1</sub>

#### Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess. viscosa+	Fess. viscosa-	
0.15	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5553 S <sub>1</sub>
4	0.01119	0.00686	0.01872	0.00812	0.00989	0.00686	0.01543	0.00812	0.00945	0.00686	0.02373	0.01609	337 S <sub>1</sub>
7.85	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5553 S <sub>1</sub>

#### Reazioni vincolari

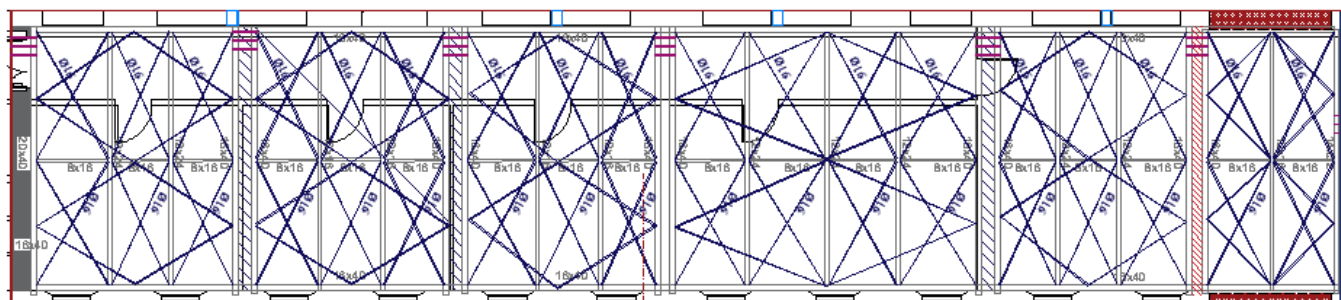
Appoggio n.	Descrizione	SLU max	SLU min	Rara max	Rara min	Freq. max	Freq. min	Q.P. max	Q.P. min
1	ascissa 15	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64
2	ascissa 815	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64

## REALIZZAZIONE DIAFRAMMI DI PIANO

Nella presente sezione si riportano le verifiche relative agli interventi di irrigidimento di piano mediante interventi a secco telaio in legno + cavi in acciaio o mediante soletta c.a. gettato in opera.

### VERIFICA DIAFRAMMA CORPO A +4.82 M

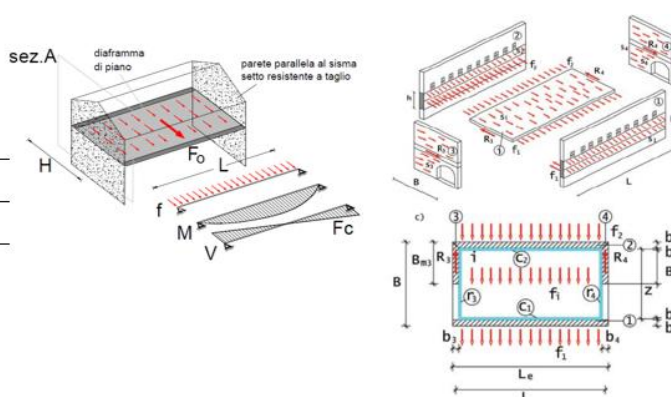
Si prevede la realizzazione di una reticolare di piano mediante telaio di travi in legno e diagonali costituite da barre rigide in acciaio  $\phi 16$ .



Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.

#### Dimensioni Geometriche Pareti

Le =	15.00	m
B =	7.75	m
Bm3 =	5.50	m
Bm4 =	5.50	m
Correnti	s1 = 0.30	m
	s2 = 0.45	m
Reagenti	s3 = 0.38	m
	s4 = 0.38	m
hup =	2.00	m
hbot =	2.00	m
L =	14.62	m



#### Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

Peso Specifico Muratura Portante

$\gamma_m = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>

Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 6.60 kN/m<sup>2</sup>

Peso Accidentale: Qk 3.00 kN/m<sup>2</sup>

Carico Totale Caratteristico 9.60 kN/m<sup>2</sup>

$\psi$ (Sismico) 0.30





Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	$a_g$ PGA =	0.128	g
Fattore di Struttura	$q_0$ =	2.00	
Categoria Sottosuolo	S=SS*ST =	1.39	
Quota impalcato Interessato	$z_i$ =	4.82	m
Altezza totale edificio	$H_{tot}$ =	10.50	m
	$T_a/T_1$ =	0.02	
	$\psi(Z)$ =	0.46	
	$S_a$ =	0.31	g

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)} - 0.5 \right]$$

$W_a = h_{ap} \cdot L \cdot S_1 \cdot \gamma_m$	$W_a$	157.9	kN
$W_{a1} = S_1 \cdot \gamma_m$	$W_{a1}$	5.4	kN/m <sup>2</sup>
$S_{a1} = (S_a / q_0) \cdot W_{a1}$	$S_{a1}$	0.8	kN/m <sup>2</sup>
$W_{a2} = S_2 \cdot \gamma_m$	$W_{a2}$	8.1	kN/m <sup>2</sup>
$S_{a2} = (S_a / q_0) \cdot W_{a2}$	$S_{a2}$	1.2	kN/m <sup>2</sup>
$G_s + 0.3 \cdot Q_s$	$W_i$	7.5	kN/m <sup>2</sup>
$S_i = (S_a / q_0) \cdot W_i$	$S_i$	1.15	kN/m <sup>2</sup>



## AZIONI SOLLECITANTI - DIAFRAMMA DI PIANO

### Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1	$f_{k1}$ =	3.32	kN/m
Azioni sismiche su striscia Mur. K2	$f_{k2}$ =	4.98	kN/m
Azioni sismiche su Impalcato	$f_i$ =	8.94	kN/m
Forza Totale Agente su impalcato	$f$ =	17.25	kN/m

La forza totale agente sull'impalcato è pari a 17.25 kN.

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano.

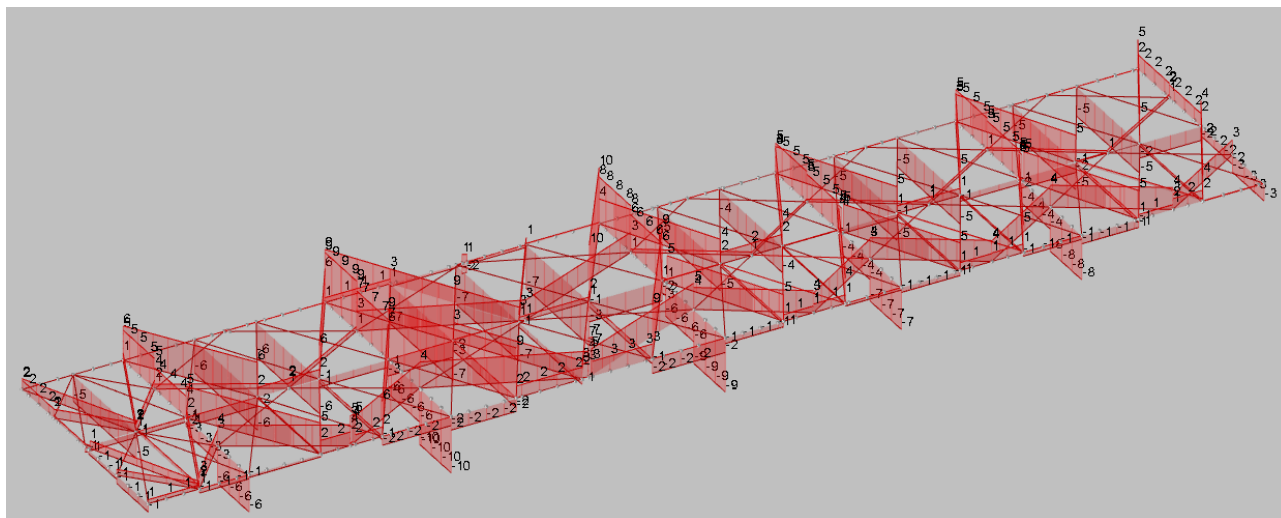


Figura 73 Sforzo normale [kN]

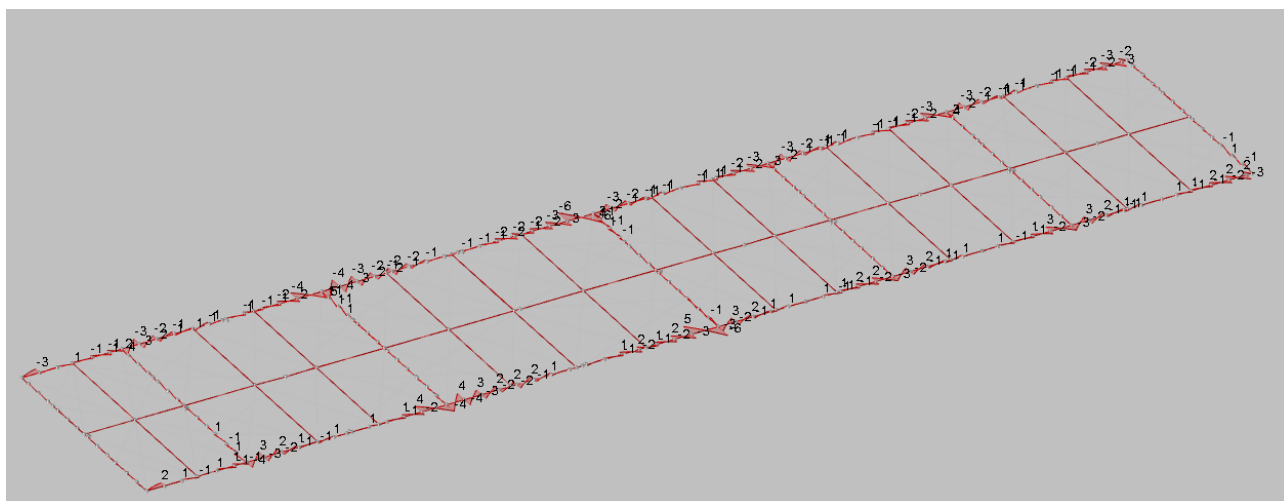


Figura 74 Momento flettente M2 [kNm]

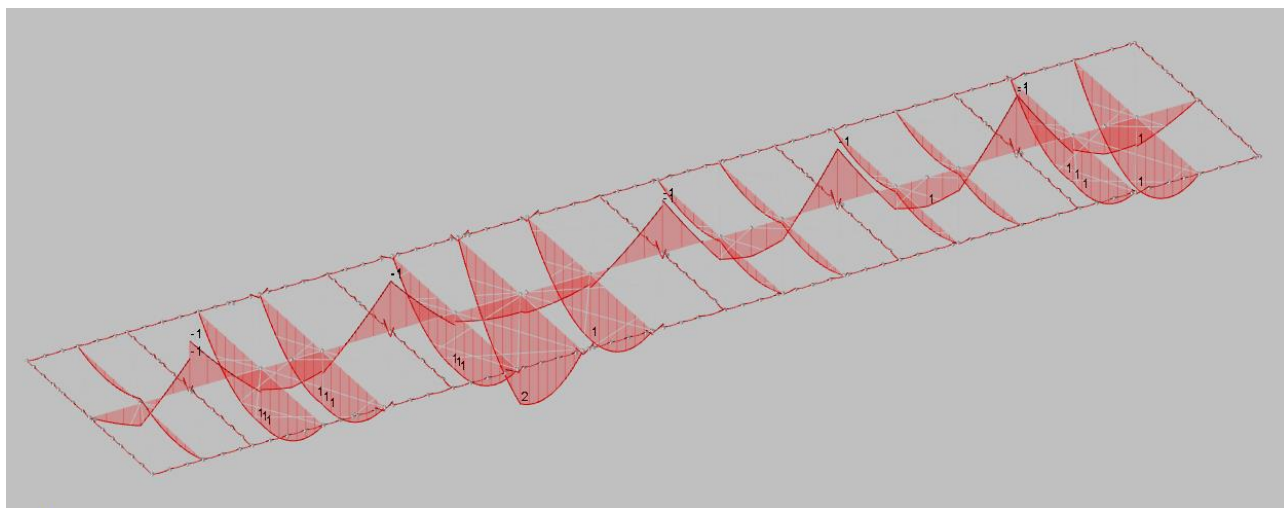


Figura 75 Momento flettente M3 [kNm]

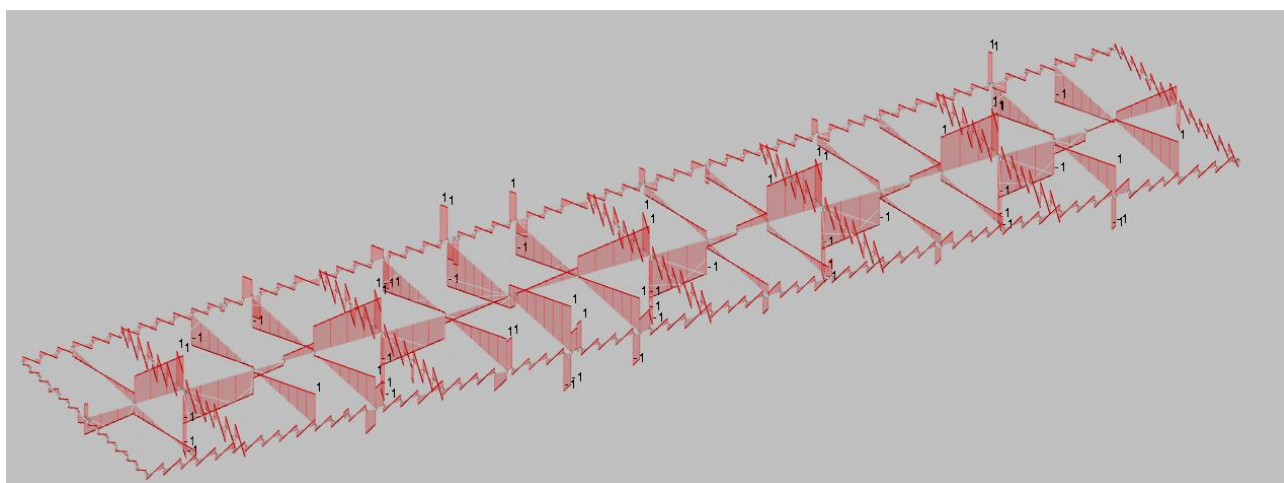


Figura 76 Taglio F2 [kN]

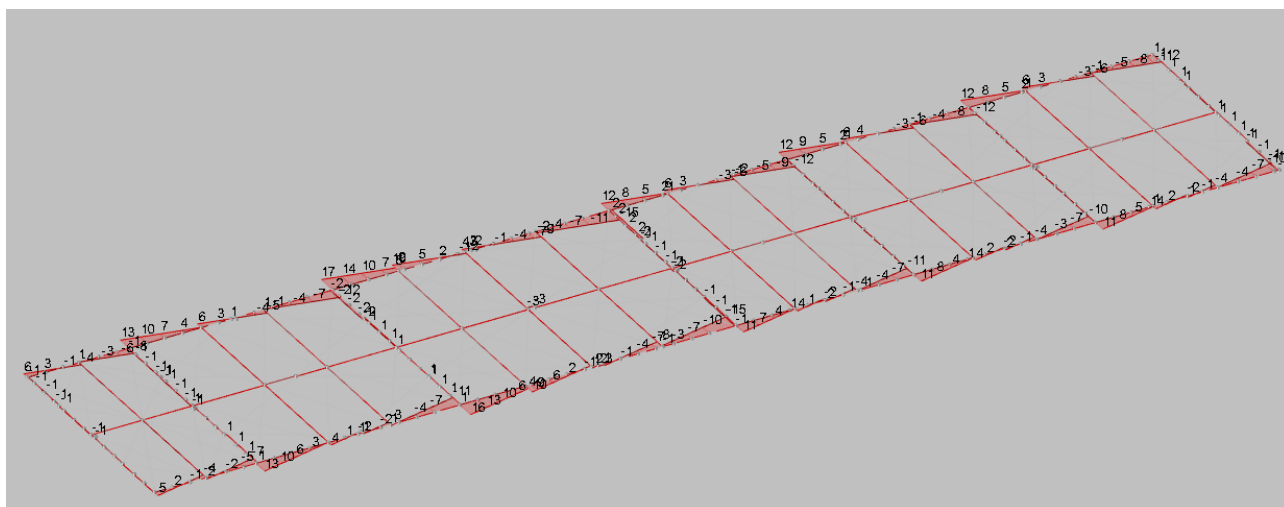


Figura 77 Taglio F3[kN]

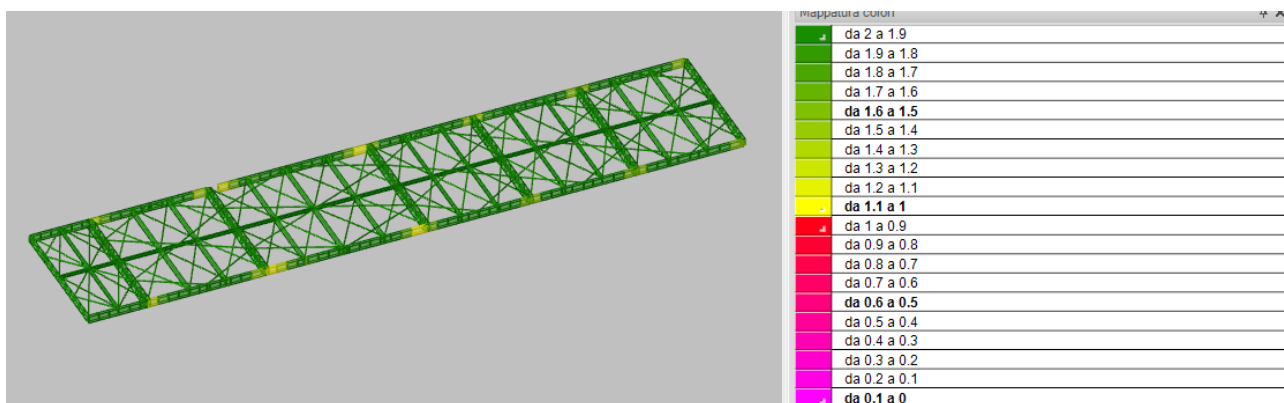


Figura 78 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro

## VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT TRAVI PRINCIPALI E SECONDARIE TIPO G



DISCF80 LBS 7x60			
Rvk=	14.69 kN		
Rax, k=	26.1 kN		
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	7.83 kN		
Rax, d=	13.92 kN		
n° piastre	1		
Rvd (tot)=	7.83 kN		
Rax, d (tot)=	13.92 kN		
Vsd=	1.3 kN		
Nsd=	10 kN		
$\left( \frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} \right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$		0.68 <=	1

#### CONNESSIONE DI CONTINUITA' TRAVI 12X16 (TIPO H)

L'azione di trazione massima è di 8 kN.

Si prevede la realizzazione di ancoraggio mediante piastra forata Rothoblaas LBV60240 fissata con chiodi LBA4100.

Si procede alla verifica del numero di chiodi richiesto.

LBA 4x100	connessione H
Nsd=	8 kN
Vk(VGZ5.6140)=	2.99 kN
kmod=	0.8
y=	1.5
Vd(VGZ7140)=	1.6 kN
n°=	5.0

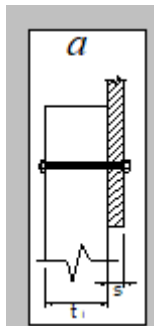
Si procede con la verifica di resistenza al tranciamento della piastra.

LBV60240		
Raxk=	26.7 kN	
kmod=	0.8	
y=	1.5	
Raxd=	14.2 kN	



### CONNESSIONE CENTRALE CAVI /TRAVI IN LEGNO

Si procede con la verifica della connessione realizzata con bulloni una piastra acciaio. La verifica viene condotta con riferimento ai meccanismi resistenti definiti in Eurocodice 5 per le unioni bullonate legno-acciaio a singola sezione resistente.



Tipo Legno	EN GL24 - DIN B511
Spessore $t_1$ (mm)	240
Spessore s acciaio (mm)	4
Spessore $t_2$ (mm) (solo doppia)	
Diametro bullone (mm)	12
Diametro rondella (mm)	30
Angolo fra azione e direz. Fibratura	90
Resist. a traz. acciaio $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1
Combinazione di carico	Sismica dissipativa

#### Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente

Taglio Resistente di progetto (N) **11601.1**

Modo di rottura **modo b**

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

Connesioni legno acciaio a singola sezione		
M12		
Vrd=	11.6 kN	
Vsd=	8 kN	
n°bulloni	1	

Le diagonali di acciaio saranno realizzate con barre M16 filettate alle estremità da connettere mediante ganci tipo Rothoblaas ZVB16. Si procede alla verifica a rifollamento della piastra inferiore di attacco dei cavi.





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

Classe bullone: 8.8    diametro d: 16     $f_{yb}$ : 640     $f_{ub}$ : 800    N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorde

Area: 157.0 mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio)  $F_{v,Rd}$ : 60.29 kN  
Resistenza a trazione  $F_{t,Rd}$ : 90.43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ : 10     $F_{t,Sd}$ : 0    kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.166 + 0 = 0.166$     OK

---

**Rifollamento**

Acciaio: S275 (Fe430)     $f_u$ : 430    N/mm<sup>2</sup>

spessore t: 3 mm  
diametro foro  $d_o$ : 18 mm  
distanze bordo  $e_1$ : 54     $e_2$ : 27  
passo  $p_1$ : 67.5     $p_2$ : 54

$\alpha$ : 1

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$ : 41.28 kN    Osservazioni

#### CONNESSIONE TRAVI DI BORDO ALLA MURATURA (TIPO I)

Si procede al calcolo del taglio per metro lineare che sollecita le travi di bordo in legno.

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

R= 185 kN

La lunghezza delle pareti è L=6 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 30.8 kN/ml.

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti				
L=	300	mm		
d=	22	mm		
$f_m$ =	3.45	Mpa		
y=	2			
FC=	1.2			
fd=	0.72	Mpa		
Vrd=	4.74	kN		
n° connessioni=	6.5	a ml		
passo	0.15			

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre  $\phi 16$  mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 150 mm.

Il taglio complessivo sulle pareti lunghe del diaframma è pari a





R= 80 kN

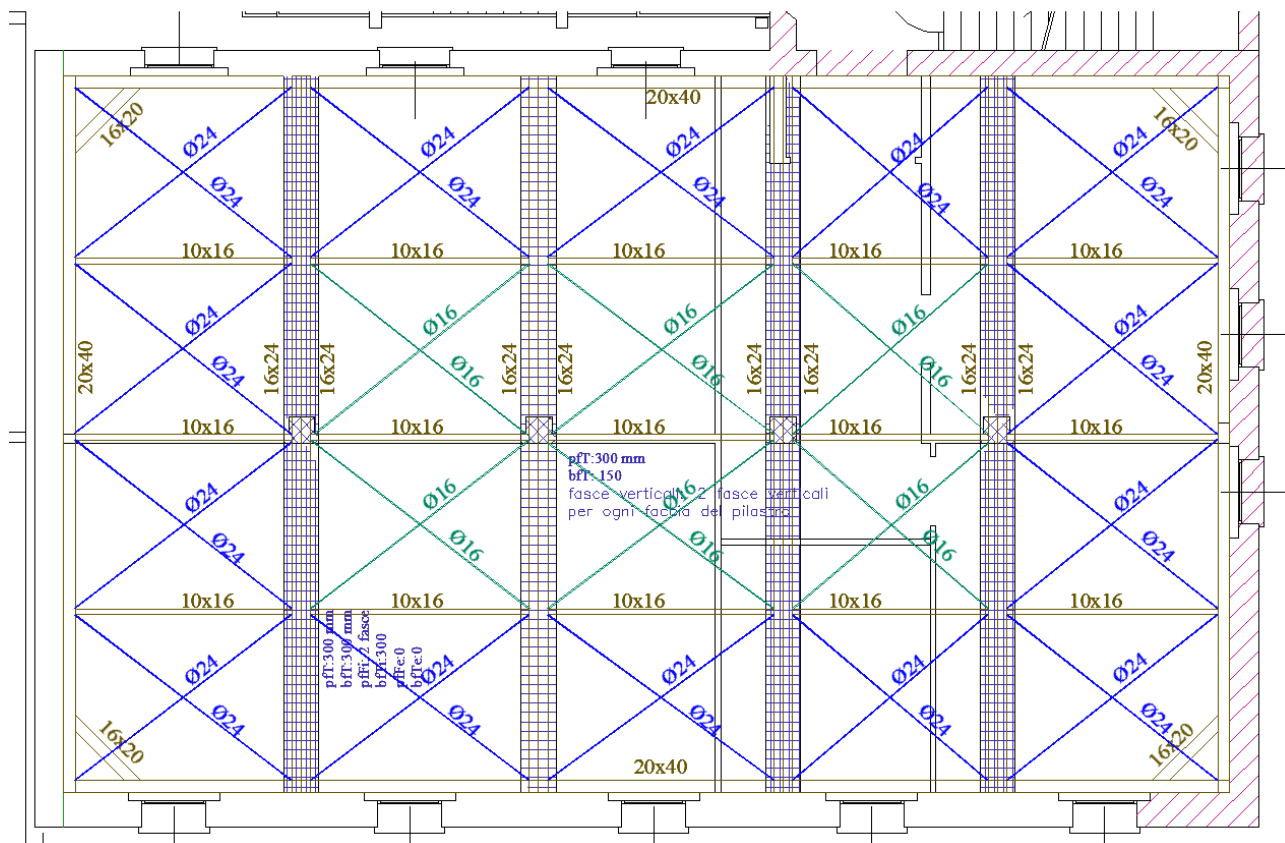
La lunghezza delle pareti è L=6 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 13.3 kN/ml.

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
f <sub>m</sub> =	3.45	Mpa			
y=	2				
FC=	1.2				
f <sub>d</sub> =	0.72	Mpa			
V <sub>rd</sub> =	4.74	kN			
n° connessioni=	2.8	a ml			
passo	0.36				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre  $\phi 16$  mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 350 mm.

#### VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C destra sottotetto

Si prevede la realizzazione di una reticolare di piano mediante telaio di travi in legno e diagonali costituite da barre rigide in acciaio  $\phi 16$  e  $\phi 24$ .

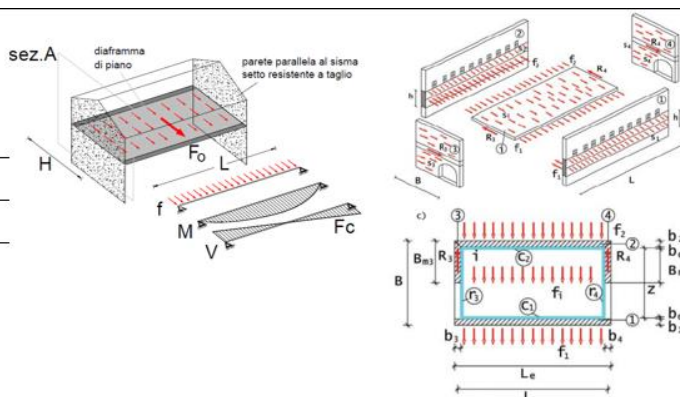




Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.

#### Dimensioni Geometriche Pareti

	$L_e =$	20.00	m
	$B =$	12.20	m
	$B_{m3} =$	8.00	m
	$B_{m4} =$	8.00	m
Correnti	$s_1 =$	0.45	m
	$s_2 =$	0.45	m
Reagenti	$s_3 =$	0.45	m
	$s_4 =$	0.45	m
	$h_{up} =$	0.76	m
	$h_{bot} =$	1.60	m
	$L =$	19.55	m



#### Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

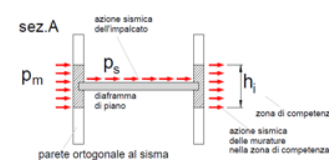
Peso Specifico Muratura Portante  $\gamma_m = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>

Peso Proprio Solaio:  $G_{k1}+G_{k2} = 5.70$  kN/m<sup>2</sup>  
Peso Accidentale:  $Q_k = 0.50$  kN/m<sup>2</sup>  
Carico Totale Caratteristico  $6.20$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\psi$ (Sismico)  $0.30$

#### Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima	$a_g$ PGA =	0.128	g
Fattore di Struttura	$q_0 =$	2.00	
Categoria Sottosuolo	$S=SS*ST =$	1.39	
Quota impalcato Interessato	$z_i =$	15.80	m
Altezza totale edificio	$H_{tot} =$	16.50	m
	$Ta/T1 =$	0.02	
	$\psi(Z) =$	0.96	
$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (T_a/T_1)^2} - 0.5 \right]$	$S_a =$	0.44	g

$W_a = h_{up} \cdot L \cdot s_1 \cdot \gamma_m$	$W_a$	120.3	kN
$w_{i1} = s_1 \cdot \gamma_m$	$w_{i1}$	8.1	kN/m <sup>2</sup>
$s_{i1} = (S_a / q_0) \cdot w_{i1}$	$s_{i1}$	1.8	kN/m <sup>2</sup>
$w_{i2} = s_2 \cdot \gamma_m$	$w_{i2}$	8.1	kN/m <sup>2</sup>
$s_{i2} = (S_a / q_0) \cdot w_{i2}$	$s_{i2}$	1.8	kN/m <sup>2</sup>
$G_i + 0.3 \cdot Q_i$	$W_i$	5.9	kN/m <sup>2</sup>
$s_i = (S_a / q_0) \cdot W_i$	$s_i$	1.30	kN/m <sup>2</sup>



#### Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1

$f_{k1} = 4.25$  KN/m

$$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$$

Azioni sismiche su striscia Mur. K2

$f_{k2} = 4.25$  KN/m

$$f_{k2} = s_{k2} \cdot h$$

Azioni sismiche su Impalcato

$f_i = 15.85$  KN/m

$$f_i = s_i \cdot B$$

Forza Totale Agente su impalcato

$f = 24.35$  KN/m

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano in involucro SLU Statico e in combinazione Sismica.

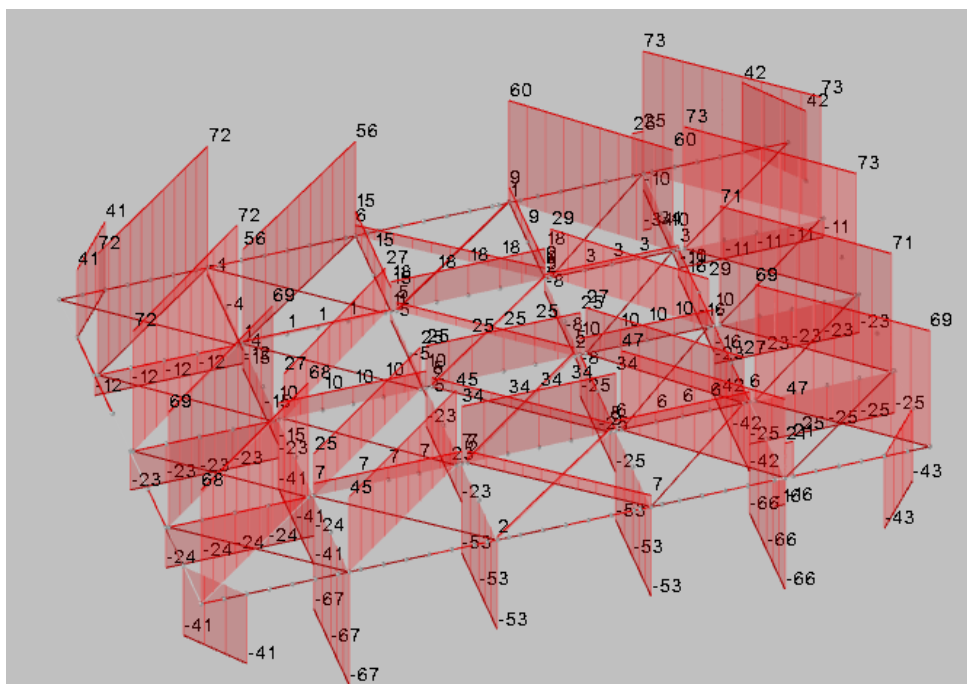


Figura 79 Sforzo normale [kN]

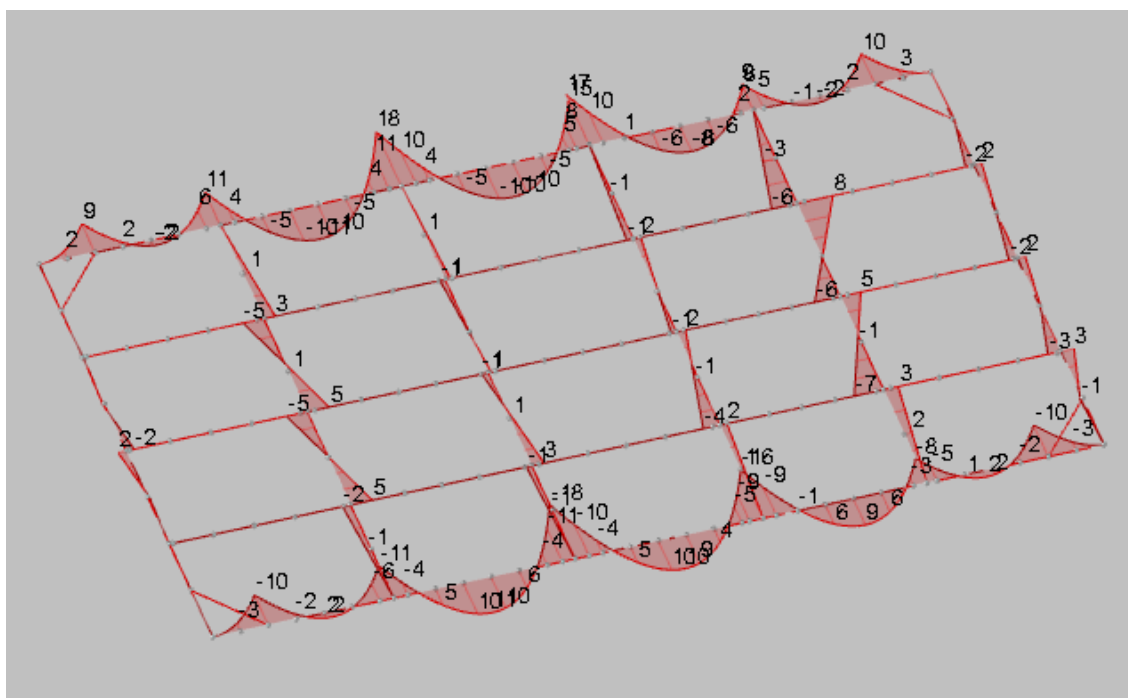


Figura 80 Momento flettente M2 [kNm]

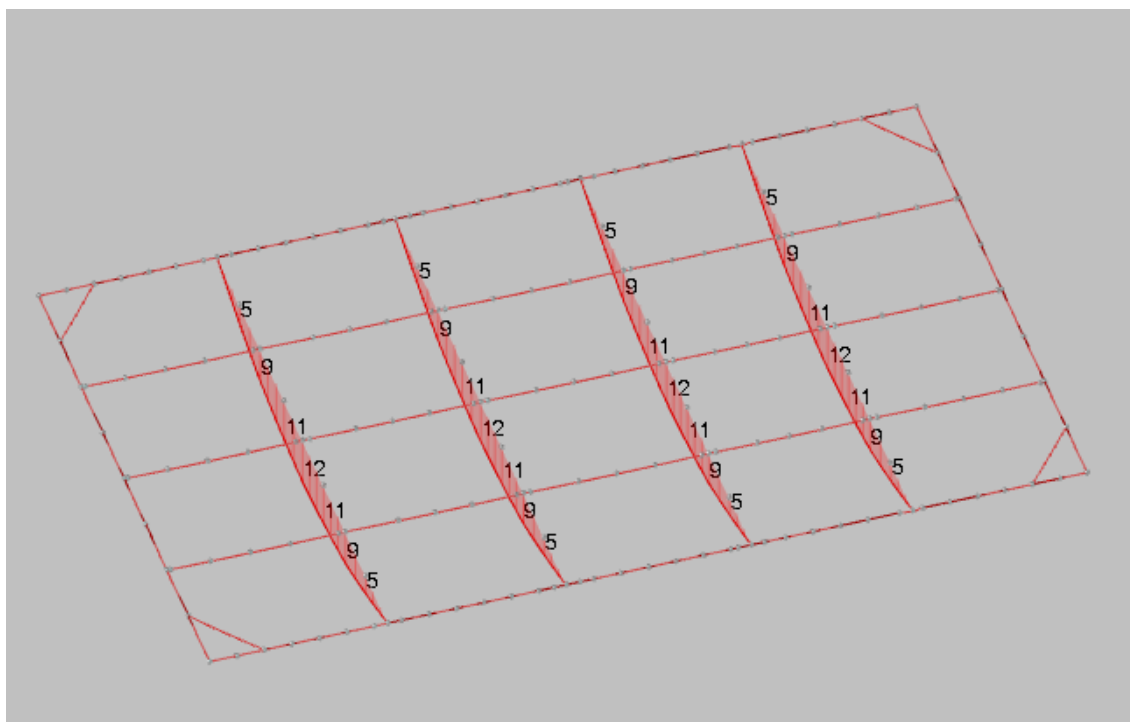


Figura 81 Momento flettente M3 [kNm]

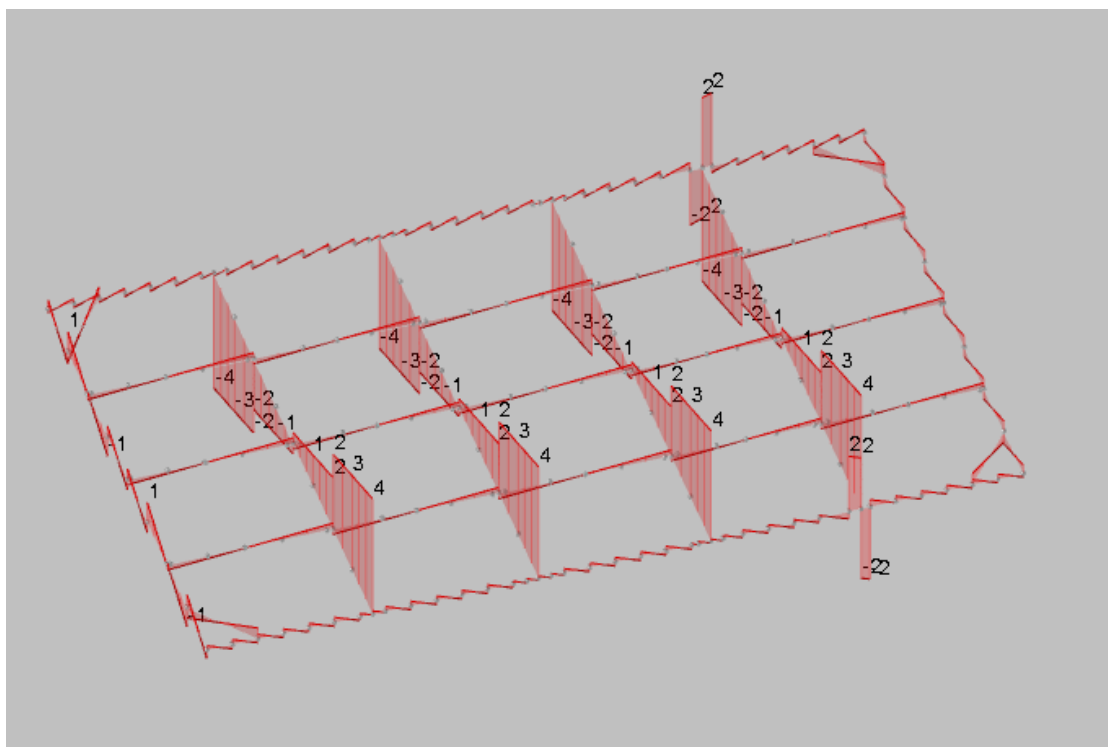


Figura 82 Taglio F2 [kN]



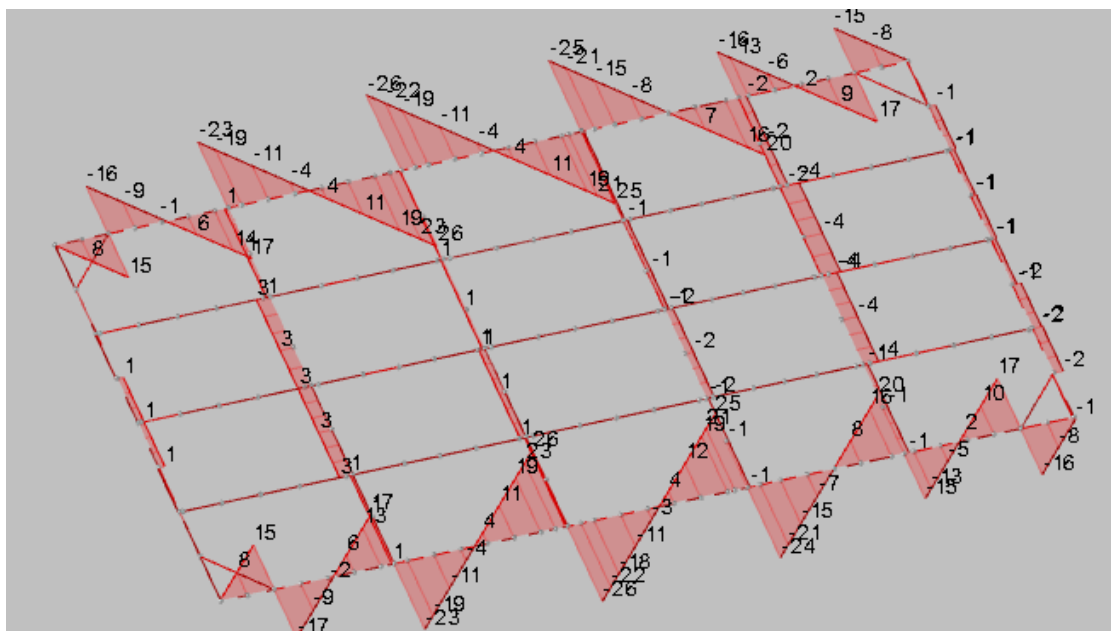


Figura 83 Taglio F3[kN]

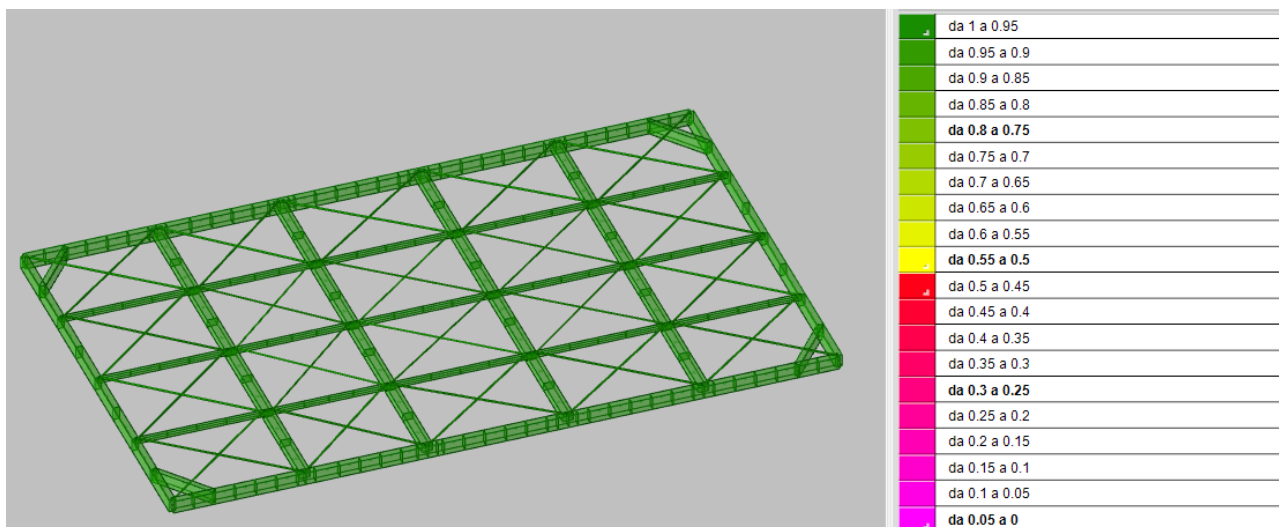
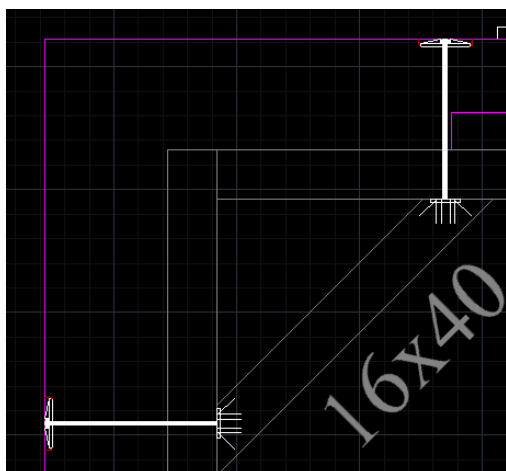


Figura 84 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro

#### VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT PUNTONI DIAGONALI 16X40 (TIPO B)

Nsdmax= 50 kN



L'ancoraggio prevede l'inserimento di due piastre a scomparsa tipo Rothoblaas DIS FLAT DISCF120 con viti LBS  $\phi 7 \times 80$ .

L'azione assiale max viene ripartita in due componenti, una di taglio e una di trazione parallela alla connessione essendo il puntone inclinato di  $45^\circ$ .

$$V_{sdmax} = 50 \text{ kN} \times \cos 45 = 26.3 \text{ kN}$$

$$N_{sdmax} = 50 \times \sin 45 = 26.3 \text{ kN}$$

#### RESISTENZE LATO TRAVE SECONDARIA

connettore	viti $\phi \times L$ [mm]	$b_{J,min} \times h_{J,min}$ [mm]	$R_{v,screws,k} = R_{lat,screws,k}$ [kN]		$R_{ax,screws,k}$ [kN]	
			GL24h <sup>(1)</sup>	LVL <sup>(2)</sup>	GL24h <sup>(1)</sup>	LVL <sup>(2)</sup>
DISCF55	LBS $\phi 5 \times 50$	100 x 100	9,60	8,03	17,01	11,64
	LBS $\phi 5 \times 60$	110 x 110	11,83	9,89	20,96	14,34
	LBS $\phi 5 \times 70$	130 x 130	14,06	11,76	24,91	17,04
DISCF80	LBS $\phi 7 \times 60$	120 x 120	14,69	12,28	26,10	17,91
	LBS $\phi 7 \times 80$	150 x 150	20,94	17,51	37,16	25,47
	LBS $\phi 7 \times 100$	180 x 180	27,19	22,73	48,22	33,03
DISCF120	LBS $\phi 7 \times 80$	160 x 160	41,88	48,15	70,66	81,24
	LBS $\phi 7 \times 100$	190 x 190	54,38	62,52	91,72	105,46

I valori di resistenza di progetto vengono definiti sulla base della seguente formula (Eurocodice 5)

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_M}$$

La verifica a sollecitazione combinata viene effettuata secondo la seguente formula

$$\left( \frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}} \right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$$



Rvk=	41.88	kN	
Rax, k=	70.66	kN	
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	22.34	kN	
Rax, d=	37.69	kN	
n° piastre	2		
Rvd (tot)=	44.67	kN	
Rax, d (tot)=	75.37	kN	
Vsd=	26.3	kN	
Nsd=	26.3	kN	
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.71	<=	1

La verifica lato muratura viene effettuata con riferimento al meccanismo di compressione della contropiastre esterna.

Formulazione adottata:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = f_d \cdot A_z \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan \beta) + 2 \cdot (a + t \cdot \tan \beta)] \cdot t \\ T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2/A_1} \end{array} \right\} \rightarrow T = \min\{T_1, T_2, T_3\}$$

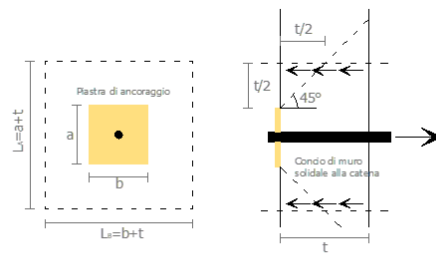


Fig. 1 - Schema di riferimento per il meccanismo di punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio del tirante

Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	30.0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	15.0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	45.0
Angolo di attrito della muratura β [°]	45.0
Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A <sub>1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	450.0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0.8
Area di ripartizione delle azioni di compressione A <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	524.6
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1.1
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T <sub>2</sub> [%]	0.0%
Fattore di confidenza F <sub>C</sub>	1.20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ <sub>M</sub>	2.00
Fattore di confidenza F <sub>C</sub>	1.20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ <sub>M</sub>	2.00
Resistenza di calcolo dei tiranti f <sub>d,s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	275.00
Resistenza media a compressione della muratura f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	345.00
Resistenza media a taglio della muratura τ <sub>0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	90.00
Tensione di calcolo a compressione della muratura f <sub>d,M</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	143.75
Resistenza di calcolo a taglio della muratura f <sub>vd,M</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	37.50
Resistenza dei tiranti allo sneravamento T <sub>1</sub> [kN]	550.0
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T <sub>2</sub> [kN]	202.5
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T <sub>3</sub> [kN]	69.8
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	69.8



VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT TRAVI PRINCIPALI E SECONDARIE ATTACCO ALLE TRAVI DI BORDO

TIPO C

Nsd= 15 kN

Vsd= 5 kN

DISCF80 LBS 7x100			
Rvk=	27.19 kN		
Rax, k=	48.22 kN		
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	14.50 kN		
Rax, d=	25.72 kN		
n° piastre	1		
Rvd (tot)=	14.50 kN		
Rax, d (tot)=	25.72 kN		
Vsd=	5 kN		
Nsd=	15 kN		
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{vd}}{R_{vd}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.68 <=	1	

L'ancoraggio a parete viene realizzata mediante barra filettata passante M16 ancorata con piastra sotto intonaco 15 x 15 cm da 6 mm di spessore nervata.

Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	15.0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	15.0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	45.0
Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	45.0
Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	225.0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0.8
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	275.6
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1.1
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	0.0%

Fattore di confidenza $F_C$	1.20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2.00
Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	275.00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	345.00
Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	90.00
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	143.75
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	37.50
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	550.0
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	202.5
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	35.8
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	35.8



#### CONNESSIONE D'ANGOLO ATTACCO CAVO Ø24 (TIPO A)

Azione di trazione massima

Nsd= 75 kN inclinata di 45°

Azioni di taglio (proiezioni sulle direzioni perpendicolari principali)

Vsd1= 75 cos (45°) = 63.8 kN

Vsd2= 75 sen (45°) = 63.8 kN

Connessione passante alla muratura, con contropiastra esterna sottointonaco, costituita da 5 + 5 M16 in foro M22 iniettato con malta fluida.

La verifica di resistenza a taglio viene condotta con riferimento al meccanismo di schiacciamento della muratura

Connessione alla muratura : verifica a taglio			
L=	400	mm	
d=	22	mm	
f <sub>m</sub> =	3.45	Mpa	
γ=	2		
FC=	1.2		
f <sub>d</sub> =	1.44	Mpa	
V <sub>rd</sub> =	12.65	kN	
n° connessioni=	5.0		

La connessione cavo piastra in acciaio viene realizzata mediante connettore tipo Rothoblaas ZVB M24, si procede con la verifica a rifollamento della piastra in acciaio.





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

Classe bullone: 8.8    diametro d: 24     $f_{yb}$ : 640     $f_{ub}$ : 800    N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorda

Area: 353.0 mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio):  $F_{v,Rd}$ : 135.6 kN  
Resistenza a trazione:  $F_{t,Rd}$ : 203.3 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ : 75     $F_{t,Sd}$ : 0    kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.553 + 0 = 0.553$$
 OK

---

**Rifollamento**

Acciaio: S275 (Fe430)     $f_u$ : 430    N/mm<sup>2</sup>

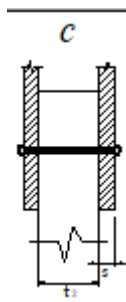
spessore t: 10 mm  
diametro foro  $d_o$ : 26 mm  
distanze bordo  $e_1$ : 78     $e_2$ : 39  
passo  $p_1$ : 97.5     $p_2$ : 78

$\alpha$ : 1

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$ : 206.4 kN    Osservazioni

#### CONNESSIONE CENTRALE CAVI Ø24/TRAVI IN LEGNO

Si procede con la verifica della connessione realizzata con bulloni e due contropiastre in acciaio. La verifica viene condotta con riferimento ai meccanismi resistenti definiti in Eurocodice 5 per le unioni bullonate legno-acciaio con doppia sezione resistente.





Tipo Legno	EN GL24 - DIN BS11
Spessore $t_1$ (mm)	
Spessore s acciaio (mm)	6
Spessore $t_2$ (mm) (solo doppia)	240
Diametro bullone (mm)	12
Diametro rondella (mm)	
Angolo fra azione e direz. Fibratura	90
Resist. a traz. acciaio $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1
Combinazione di carico	Sismica dissipativa

**Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente**

**Taglio Resistente di progetto (N)** **12848.2**

**Modo di rottura** **modo k**

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

Connesioni legno acciaio a doppia sezione		
M12		
Vrd=	12.8	kN
Vsd=	75	kN
n°bulloni	6	

Le diagonali di acciaio saranno realizzate con barre M24 filettate alle estremità da connette mediante ganci tipo Rothoblaas ZVB24. Si procede alla verifica a rifollamento della piastra inferiore di attacco dei cavi.



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

Classe bullone  diametro   $f_{yb}$    $f_{ub}$   N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorda

Area  mm<sup>2</sup>

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

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

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$    $F_{t,Sd}$   kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.553 + 0 = 0.553$

---

**Rifollamento**

Acciaio   $f_u$   N/mm<sup>2</sup>

spessore  $t$   mm

diametro foro  $d_o$   mm

distanze bordo  $e_1$    $e_2$

passo  $p_1$    $p_2$

$\alpha$

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$   kN

#### CONNESSIONE TRAVI 16X16 ALLE TRAVI DI BORDO (TIPO E)

L'azione sollecitante massima di trazione è  $N_{sd} = 20$  kN.

La connessione viene realizzata mediante piastra a scomparsa tipo Rothoblaas



DISCF80 LBS 7x80			
Rvk=	27.19 kN		
Rax, k=	48.22 kN		
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	14.50 kN		
Rax, d=	25.72 kN		
n° piastre	1		
Rvd (tot)=	14.50 kN		
Rax, d (tot)=	25.72 kN		
Vsd=	0.3 kN		
Nsd=	20 kN		
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.63 <=	1	

#### CONNESSIONE TRAVI 16X16 ALLE TRAVI INTERNE ACCOPPIATE 16X24

L'azione di trazione massima è di 34 kN.

Si prevede la realizzazione di ancoraggio mediante piastra forata Rothoblaas LBV1601200 fissata con chiodi LBA4100.

Si procede alla verifica del numero di chiodi richiesto.

LBA 4x100	connessione E
Nsd=	34 kN
Vk(VGZ5.6140)=	2.99 kN
kmod=	0.8
y=	1.5
Vd(VGZ7140)=	1.6 kN
n°=	21.3

Si procede con la verifica di resistenza al tranciamento della piastra.

LBV1601200		
Raxk=	71.3 kN	
kmod=	0.8	
y=	1.5	
Raxd=	38.0 kN	

#### CONNESSIONE TRAVI DI BORDO ALLA MURATURA (TIPO F)



Si procede al calcolo del taglio per metro lineare che sollecita le travi di bordo in legno.

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

$R = 238 \text{ kN}$

La lunghezza delle pareti è  $L = 12.2 \text{ m}$ , il taglio per metro lineare è  $R[\text{ml}] = 19.5 \text{ kN/ml}$ .

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
$f_m$ =	3.45	Mpa			
$\gamma$ =	2				
FC=	1.2				
$f_d$ =	0.72	Mpa			
$V_{rd}$ =	4.74	kN			
n° connessioni=	4.1	a ml			
passo	0.24				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre  $\phi 16 \text{ mm}$ , lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 200 mm.

Il taglio complessivo sulle pareti lunghe del diaframma è pari a

$R = 205 \text{ kN}$

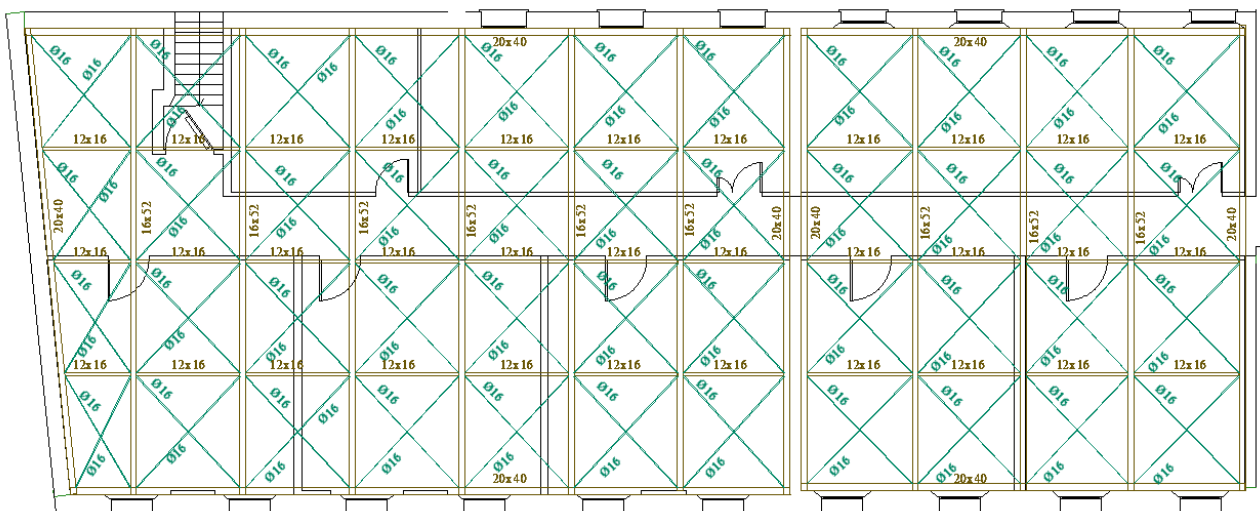
La lunghezza delle pareti è  $L = 19 \text{ m}$ , il taglio per metro lineare è  $R[\text{ml}] = 10.8 \text{ kN/ml}$ .

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300	mm			
d=	22	mm			
$f_m$ =	3.45	Mpa			
$\gamma$ =	2				
FC=	1.2				
$f_d$ =	0.72	Mpa			
$V_{rd}$ =	4.74	kN			
n° connessioni=	2.3	a ml			
passo	0.44				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre  $\phi 16 \text{ mm}$ , lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 400 mm.

#### VERIFICA DIAFRAMMA CORPO C sinistra sottotetto

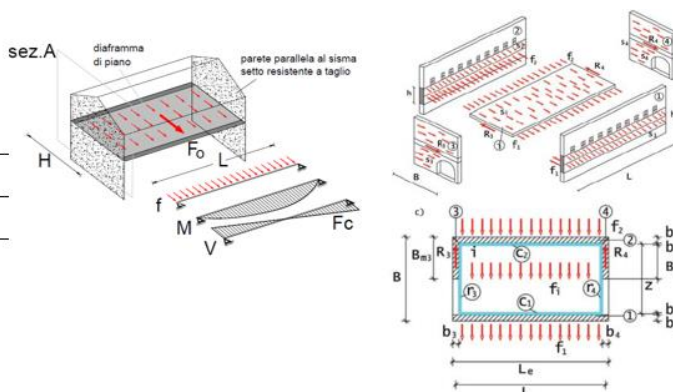
Si prevede la realizzazione di una reticolare di piano mediante telaio di travi in legno e diagonali costituite da barre rigide in acciaio  $\phi 16$ .



Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.

#### Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	12.30	m
	B =	12.80	m
	Bm3 =	12.00	m
	Bm4 =	12.00	m
Correnti	s1 =	0.45	m
	s2 =	0.45	m
Reagenti	s3 =	0.45	m
	s4 =	0.45	m
	hup =	0.50	m
	hbot =	2.14	m
	L =	11.85	m







La forza totale agente sull'impalcato è pari a 14.01 kN.

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano.

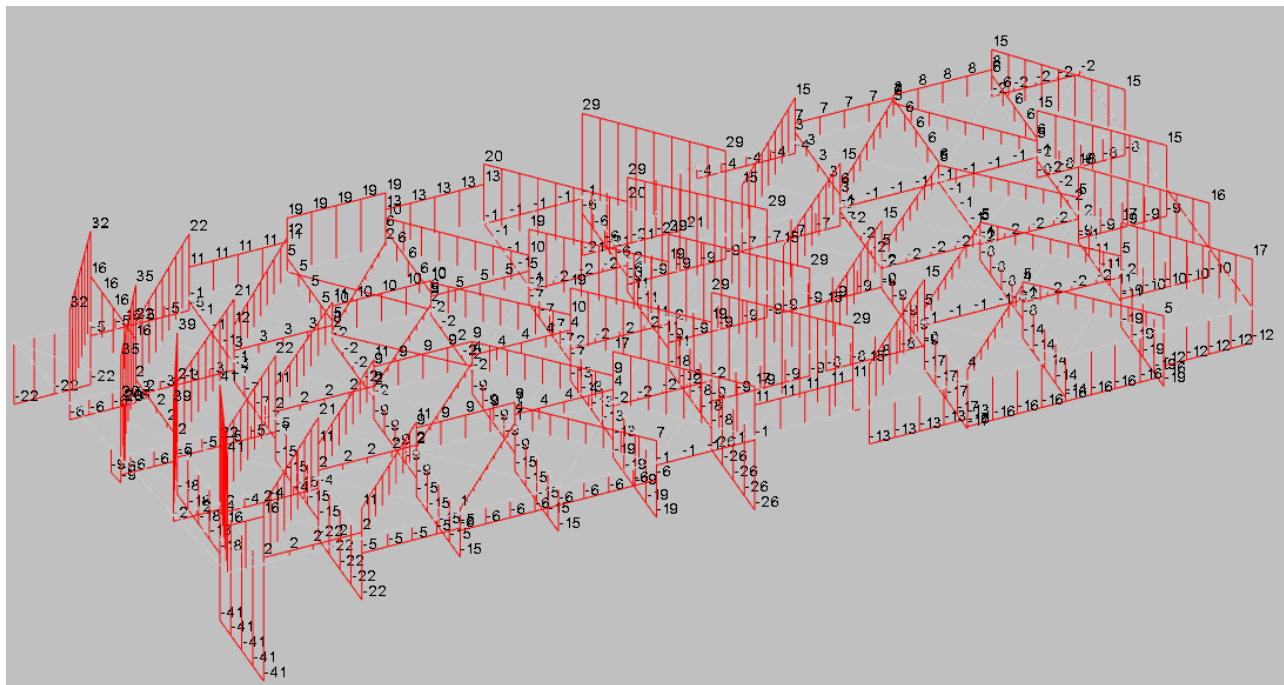


Figura 85 Sforzo normale [kN]

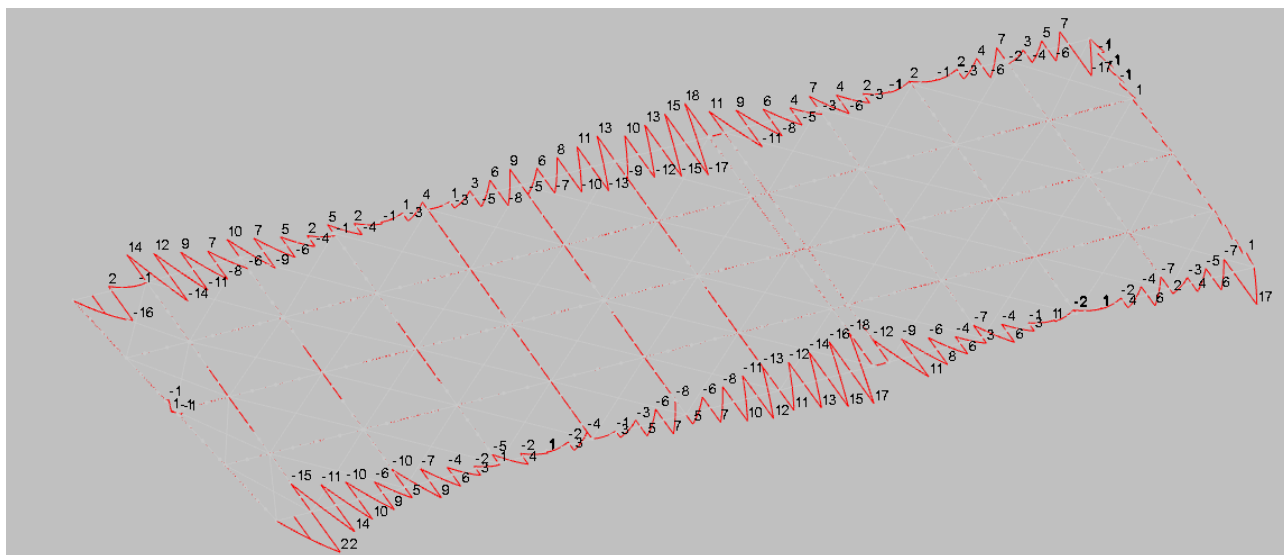


Figura 86 Momento flettente M2 [kNm]

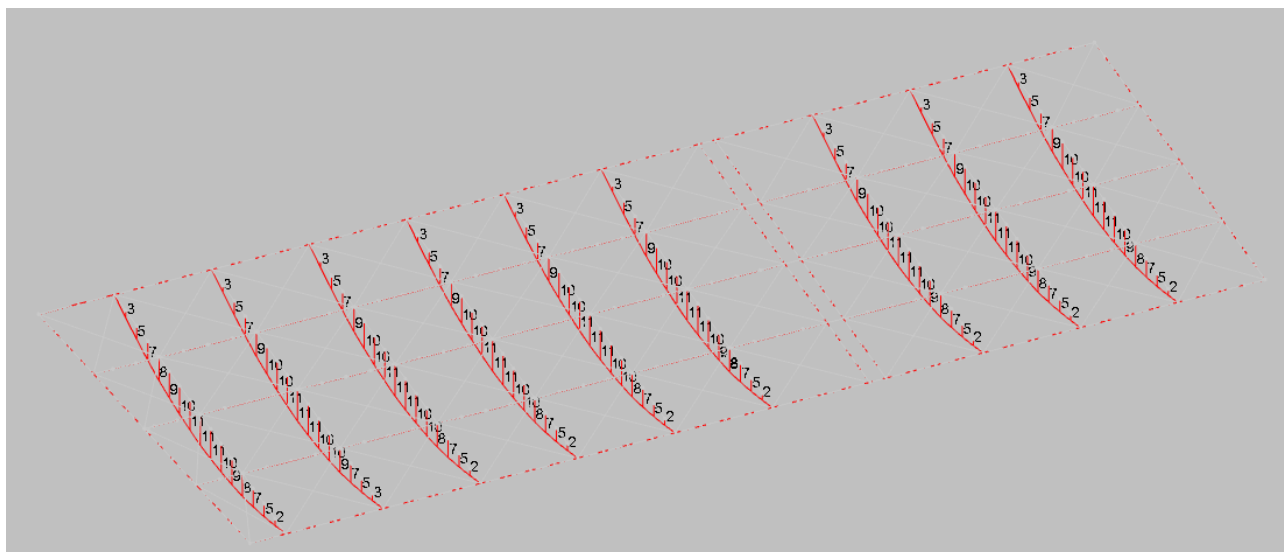


Figura 87 Momento flettente M3 [kNm]

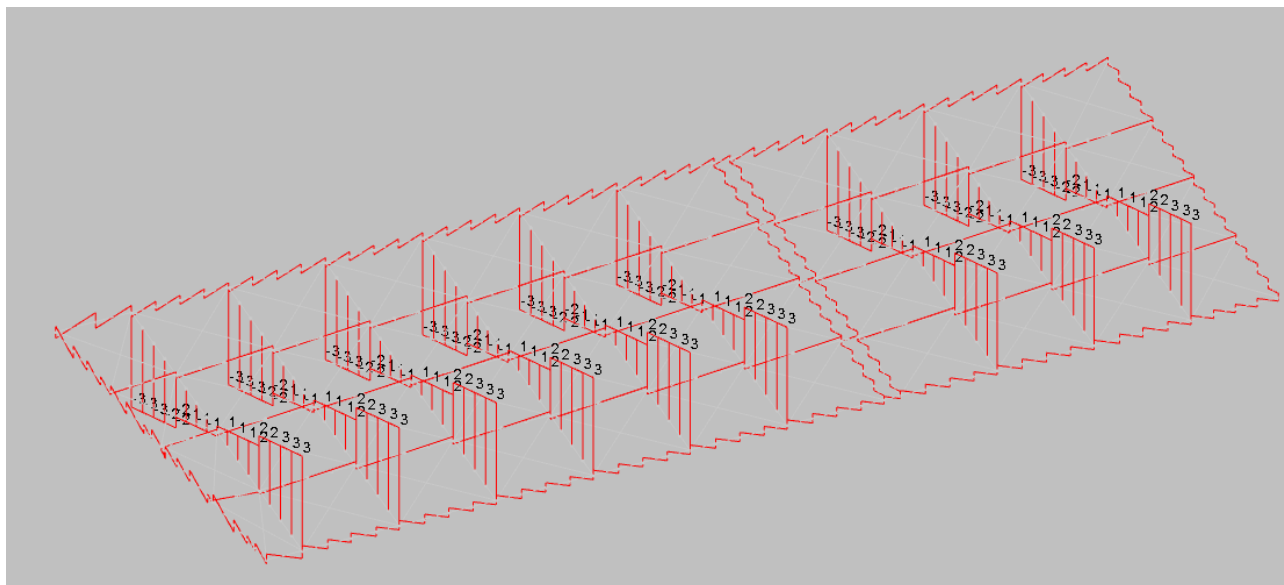


Figura 88 Taglio F2 [kN]

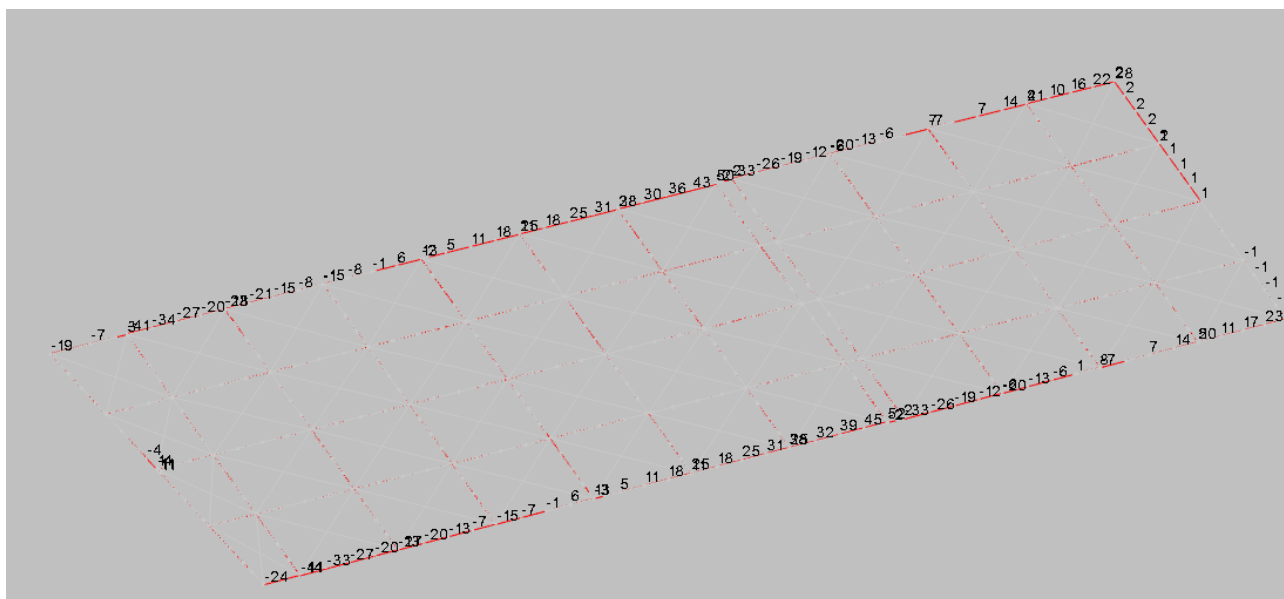


Figura 89 Taglio F3[kN]

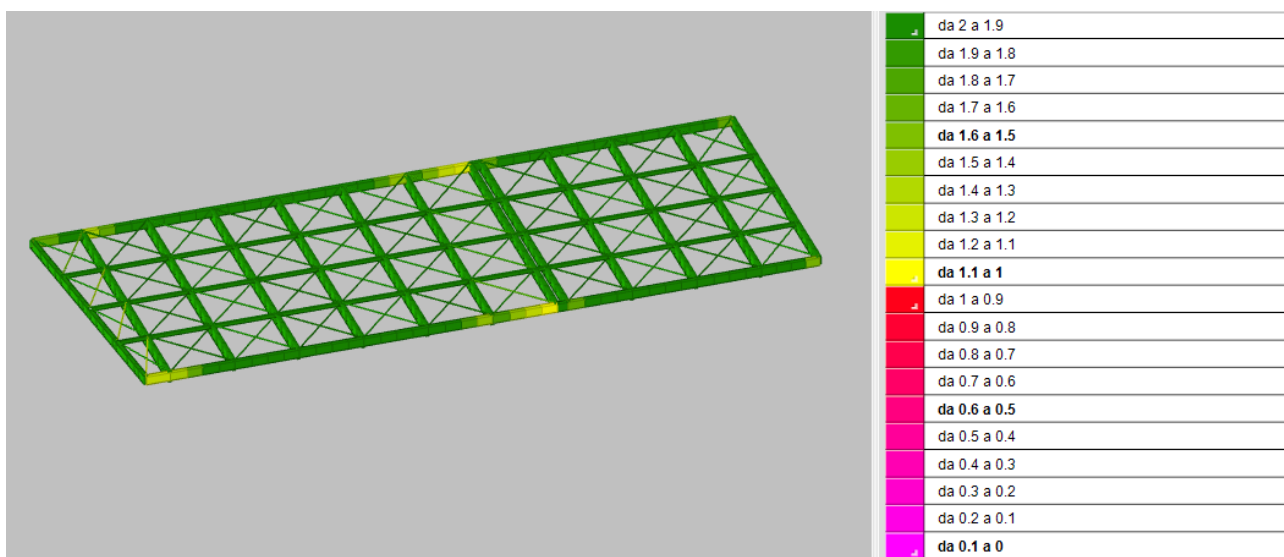


Figura 90 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro

#### VERIFICA CONNESSIONE ROTHOBLAAS DISC FLAT TRAVI PRINCIPALI (TIPO N)



DISCF120 LBS 7x80			
Rvk=	41.88 kN		
Rax, k=	34.8 kN		
kmod=	0.8		
y=	1.5		
Rvd=	22.34 kN		
Rax, d=	18.56 kN		
n° piastre	2		
Rvd (tot)=	44.67 kN		
Rax, d (tot)=	37.12 kN		
Vsd=	4 kN		
Nsd=	20 kN		
$\left(\frac{F_{ax,d}}{R_{ax,d}}\right)^2 + \frac{F_{v,d}}{R_{v,d}} + \frac{F_{lat,d}}{R_{lat,d}} \leq 1$	0.38 <=	1	

#### CONNESSIONE DI CONTINUITA' TRAVI 12X16 (TIPO H)

L'azione di trazione massima è di 10 kN.

Si prevede la realizzazione di ancoraggio mediante piastra forata Rothoblaas LBV60240 fissata con chiodi LBA4100.

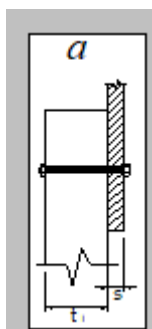
Si procede alla verifica del numero di chiodi richiesto.

Nsd=	10 kN
Vk(VGZ5.6140)=	2.99 kN
kmod=	0.8
y=	1.5
Vd(VGZ7140)=	1.6 kN
n°=	6.3

Si procede con la verifica di resistenza al tranciamento della piastra.

#### CONNESSIONE CENTRALE CAVI /TRAVI IN LEGNO

Si procede con la verifica della connessione realizzata con bulloni una piastra acciaio. La verifica viene condotta con riferimento ai meccanismi resistenti definiti in Eurocodice 5 per le unioni bullonate legno-acciaio a singola sezione resistente.



Tipo Legno	EN GL24 - DIN BS11
Spessore $t_1$ (mm)	240
Spessore s acciaio (mm)	4
Spessore $t_2$ (mm) (solo doppia)	
Diametro bullone (mm)	12
Diametro rondella (mm)	30
Angolo fra azione e direz. Fibratura	90
Resist. a traz. acciaio $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	1
Combinazione di carico	Sismica dissipativa

**Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente**

**Taglio Resistente di progetto (N)** **11601.1**

**Modo di rottura** **modo b**

NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di bulloni

**Connesioni legno acciaio a singola sezione**

M12	
Vrd=	11.6 kN
Vsd=	41 kN
n°bulloni	4

Le diagonali di acciaio saranno realizzate con barre M16 filettate alle estremità da connettere mediante ganci tipo Rothoblaas ZVB16. Si procede alla verifica a rifollamento della piastra inferiore di attacco dei cavi.



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

Classe bullone: 8.8    diametro d: 16     $f_{yb}$ : 640     $f_{ub}$ : 800    N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorda

Area: 157.0 mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio)  $F_{v,Rd}$ : 60.29 kN  
Resistenza a trazione  $F_{t,Rd}$ : 90.43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ : 42     $F_{t,Sd}$ : 0    kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.697 + 0 = 0.697$$

OK

---

**Rifollamento**

Acciaio: S275 (Fe430)     $f_u$ : 430    N/mm<sup>2</sup>

spessore t: 8 mm  
diametro foro  $d_o$ : 18 mm  
distanze bordo  $e_1$ : 40     $e_2$ : 27  
passo  $p_1$ : 40     $p_2$ : 54

$\alpha$ : 0.491

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$ : 54.02 kN

Osservazioni

#### CONNESSIONE TRAVI DI BORDO ALLA MURATURA

Si procede al calcolo del taglio per metro lineare che sollecita le travi di bordo in legno.

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

R= 85 kN

La lunghezza delle pareti è L=12 m, il taglio per metro lineare è R[ml]=7.1 kN/ml.





Connessioni di bordo			
lato corto			
R tot=	85 kN		
l=	12 m		
R [ml]=	7.1 kN/ml		

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghis

L=	300 mm		
d=	22 mm		
f <sub>m</sub> =	3.45 Mpa		
y=	2		
FC=	1.2		
f <sub>d</sub> =	0.72 Mpa		
V <sub>rd</sub> =	4.74 kN		
n° connessioni=	1.5 a ml		
passo	0.67		

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre  $\phi 16$  mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 400 mm.

Il taglio complessivo sulle pareti lunghe del diaframma è pari a

R= 105 kN

La lunghezza delle pareti è L=20 m, il taglio per metro lineare è R[ml]= 5.3 kN/ml.

Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti					
L=	300 mm				
d=	22 mm				
f <sub>m</sub> =	3.45 Mpa				
y=	2				
FC=	1.2				
f <sub>d</sub> =	0.72 Mpa				
V <sub>rd</sub> =	4.74 kN				
n° connessioni=	1.1 a ml				
passo	0.90				

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre  $\phi 16$  mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 500 mm.

#### VERIFICA DIAFRAMMA CORPO D

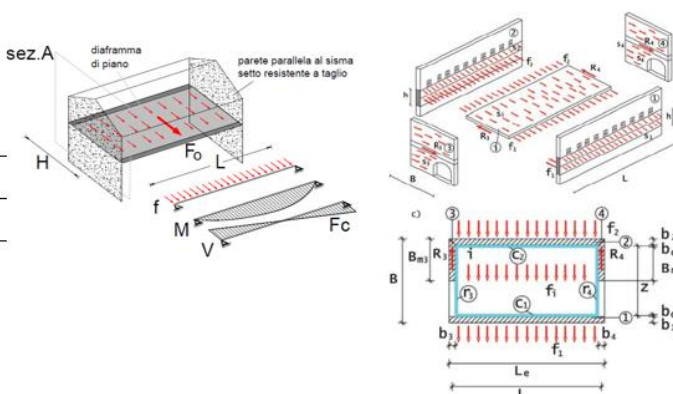
Si prevede la realizzazione di un diaframma di piano mediante barre di acciaio diagonali fissate alle putrelle esistenti.

Si riporta il calcolo dell'azione sismica di piano di progetto per il diaframma.



#### Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	16.60	m
	B =	9.00	m
	Bm3 =	8.00	m
	Bm4 =	8.00	m
Correnti	s1 =	0.30	m
	s2 =	0.30	m
Reagenti	s3 =	0.30	m
	s4 =	0.30	m
	hup =	1.76	m
	hbot =	2.45	m
	L =	16.30	m



#### Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

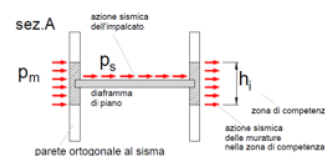
Peso Specifico Muratura Portante  $\gamma_m = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>

Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 4.78 kN/m<sup>2</sup>  
Peso Accidentale: Qk 3.00 kN/m<sup>2</sup>  
Carico Totale Caratteristico 7.78 kN/m<sup>2</sup>  
 $\psi$ (Sismico) 0.30

#### Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima  $a_g$  PGA = 0.128 g  
Fattore di Struttura  $q_d = 2.00$   
Categoria Sottosuolo S=SS\*ST = 1.39  
Quota impalcato Interessato  $z = 7.00$  m  
Altezza totale edificio  $H_{tot} = 13.70$  m  
 $T_s/T_1 = 0.02$   
 $\psi(Z) = 0.51$   
 $S_a = 0.32$  g

$W_a = h_{up} \cdot L \cdot s_1 \cdot \gamma_m$   $W_a = 154.9$  KN  
 $W_{k1} = s_1 \cdot \gamma_m$   $W_{k1} = 5.4$  kN/m<sup>2</sup>  
 $s_{k1} = (S_a / q_d) \cdot W_{k1}$   $S_{k1} = 0.9$  kN/m<sup>2</sup>  
 $W_{k2} = s_2 \cdot \gamma_m$   $W_{k2} = 5.4$  kN/m<sup>2</sup>  
 $s_{k2} = (S_a / q_d) \cdot W_{k2}$   $S_{k2} = 0.9$  kN/m<sup>2</sup>  
 $G_i + 0.3 \cdot Q_i$   $W_i = 5.7$  kN/m<sup>2</sup>  
 $s_i = (S_a / q_d) \cdot W_i$   $S_i = 0.92$  kN/m<sup>2</sup>



#### Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1  
Azioni sismiche su striscia Mur. K2  
Azioni sismiche su Impalcato

$f_{k1} = 3.67$  KN/m  
 $f_{k2} = 3.67$  KN/m  
 $f_i = 8.25$  KN/m

$f_{k1} = s_{k1} \cdot h$   
 $f_{k2} = s_{k2} \cdot h$   
 $f_i = s_i \cdot B$

Forza Totale Agente su impalcato

$f = 15.58$  KN/m

La forza totale agente sull'impalcato è pari a 15.6 kN.

Si riportano le sollecitazioni di progetto degli elementi costitutivi il diaframma di piano.

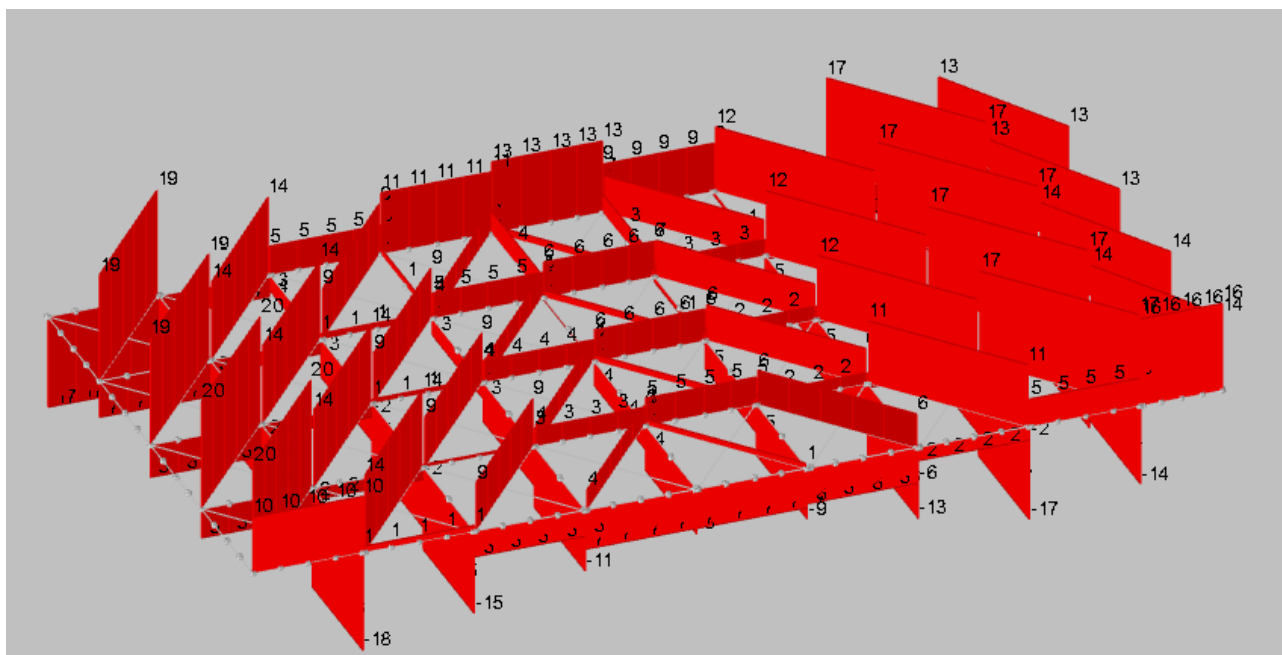


Figura 91 Sforzo normale [kN]

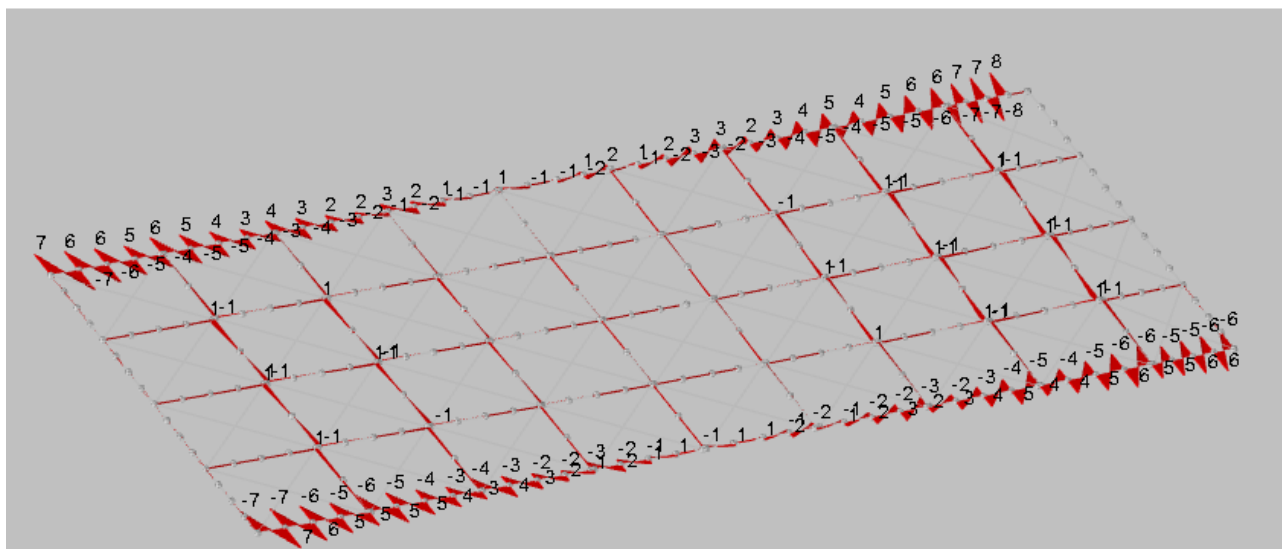


Figura 92 Momento flettente M2 [kNm]

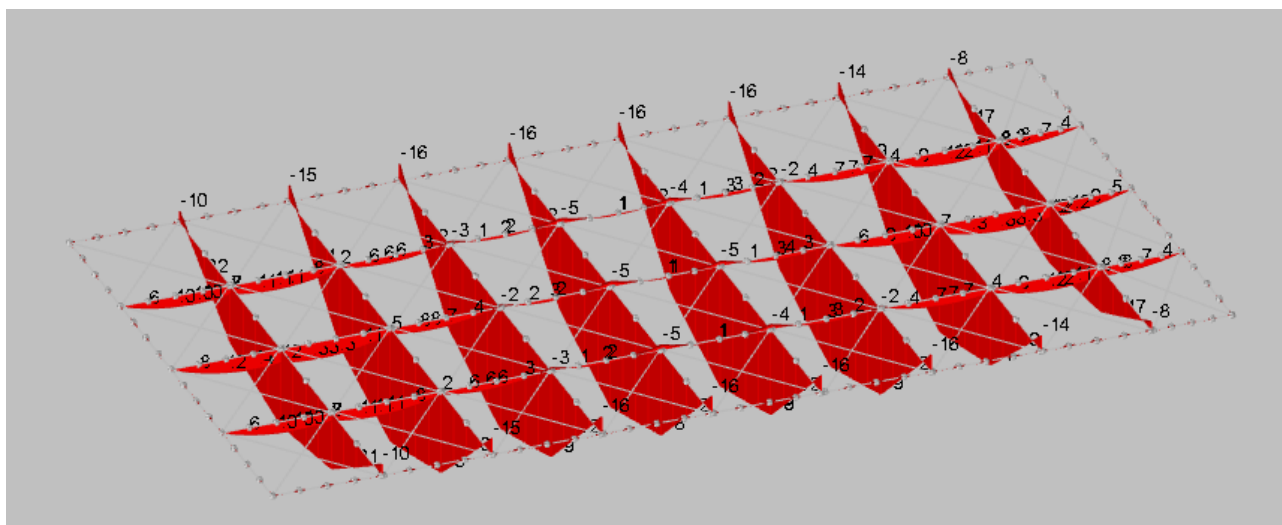


Figura 93 Momento flettente M3 [kNm]

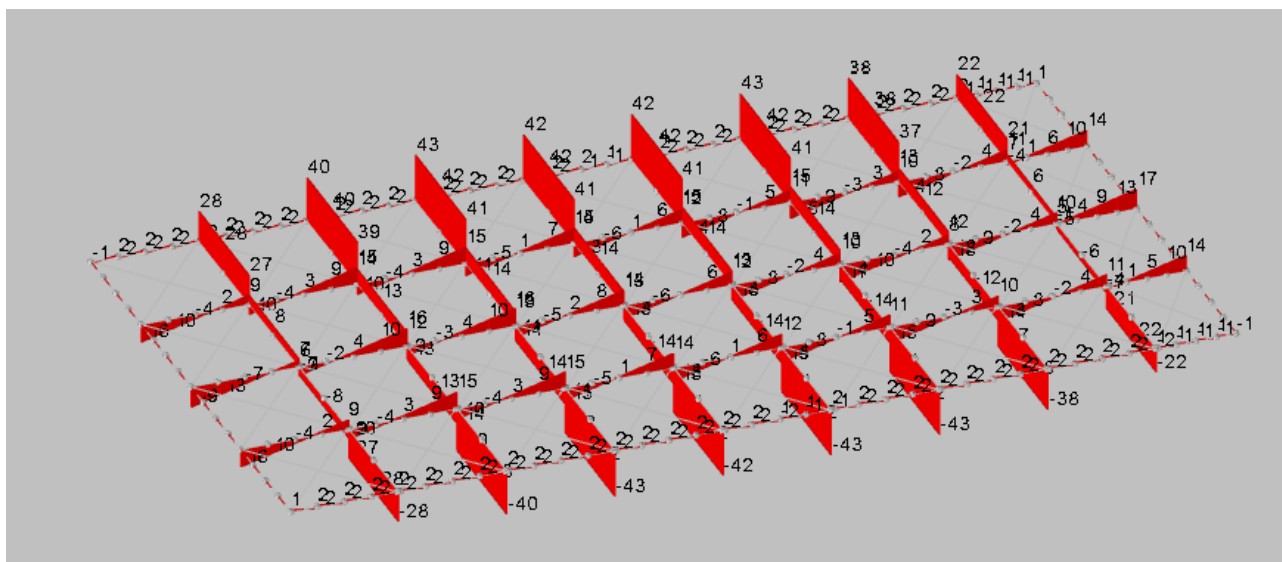


Figura 94 Taglio F2 [kN]

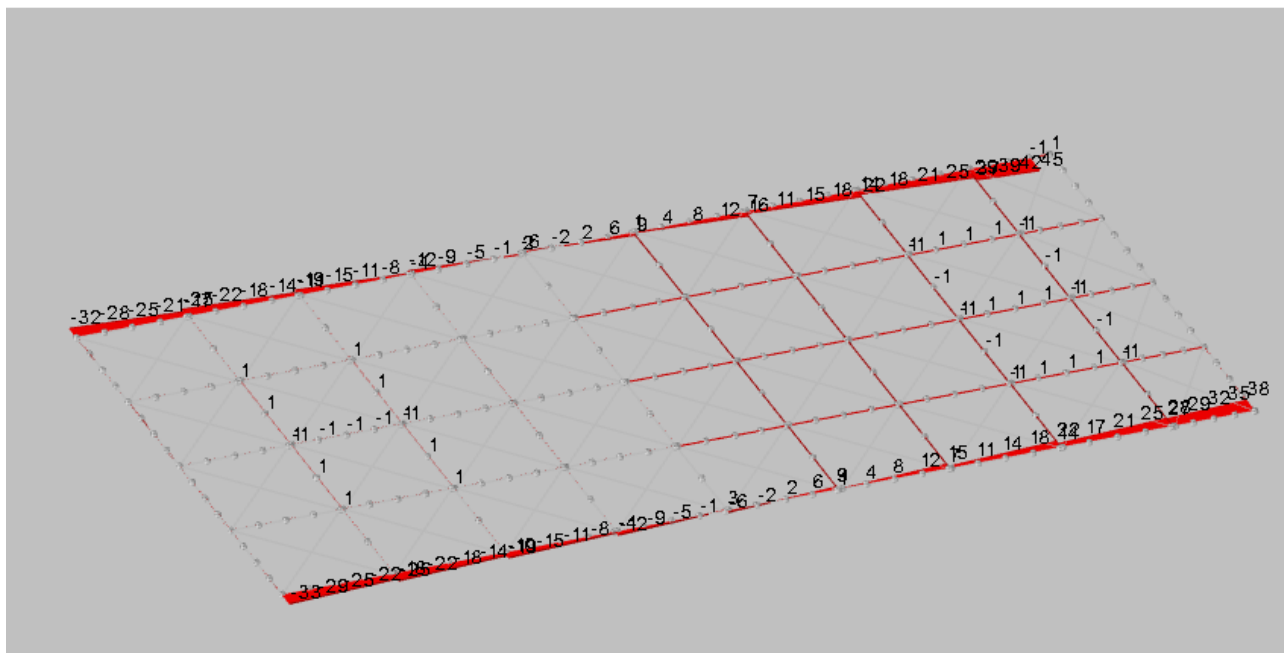


Figura 95 Taglio F3[kN]

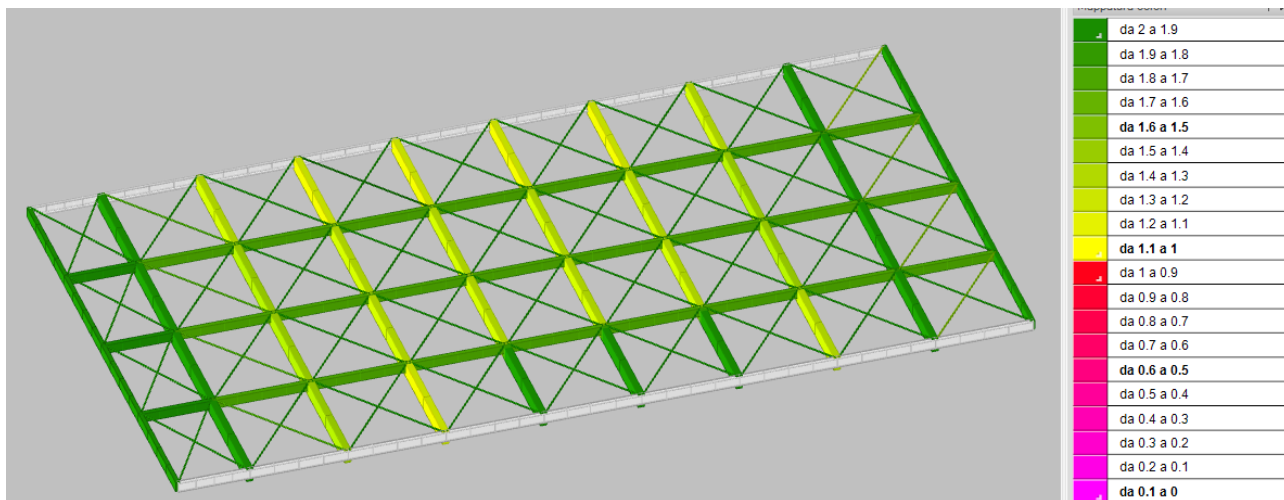


Figura 96 Verifica degli elementi strutturali e tassi di lavoro

#### VERIFICA UNIONE BULLONATA

L'azione di trazione massima è pari a 20 kN,

Si riporta la verifica dei bulloni e la verifica a rifollamento della piastra in acciaio.



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

Classe bullone  diametro  $d$    $f_{yb}$    $f_{ub}$   N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorde

Area  mm<sup>2</sup>

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

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

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$    $F_{t,Sd}$   kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.898 + 0 = 0.898$

**Rifollamento**

Acciaio   $f_u$   N/mm<sup>2</sup>

spessore  $t$   mm

diametro foro  $d_o$   mm

distanze bordo  $e_1$    $e_2$

passo  $p_1$    $p_2$

$\alpha$

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$   kN

#### VERIFICA CONNESSIONI DI BORDO

Il taglio complessivo sulle pareti corte del diaframma è pari a

R= 127 kN

La lunghezza delle pareti è L=9 m, il taglio per metro lineare è R[ml]=14.1 kN/ml.





Connessioni di bordo						
lato corto						
R tot=	127 kN					
l=	9 m					
R [ml]=	14.1 kN/ml					
Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti						
L=	300 mm					
d=	22 mm					
f <sub>m</sub> =	3.45 Mpa					
y=	2					
FC=	1.2					
f <sub>d</sub> =	0.72 Mpa					
V <sub>rd</sub> =	4.74 kN					
n° connes:	3.0 a ml					
passo	0.34					

Si prevede la realizzazione di connessioni inghisate mediante barre  $\phi 16$  mm, lunghezza 300 mm in fori da 22 mm iniettati con ancorante chimico epossidico a iniezione tipo Hilti HIT-HY-270, il passo degli ancoraggi sarà 300 mm.

Il cordolo interno costituito da profilo ad L100x100x10 in acciaio S275 avrà dei collegamenti di continuità costituiti da una contropiastra di spessore 8 mm bullonata con 2+2 M12 classe 8.8, si procede alla verifica della connessione bullonata e al rifollamento dell'acciaio.



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

Classe bullone: 8.8    diametro d: 12     $f_{yb}$ : 640     $f_{ub}$ : 800    N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorda

Area: 84.3 mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio):  $F_{v,Rd}$ : 32.37 kN

Resistenza a trazione:  $F_{t,Rd}$ : 48.56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ : 30     $F_{t,Sd}$ : 0    kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.927 + 0 = 0.927$     OK

---

**Rifollamento**

Acciaio: S235 (Fe360)     $f_u$ : 360    N/mm<sup>2</sup>

spessore t: 10 mm

diametro foro  $d_o$ : 13 mm

distanze bordo  $e_1$ : 39     $e_2$ : 19.5

passo  $p_1$ : 48.75     $p_2$ : 39

$\alpha$ : 1

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$ : 86.4 kN    Osservazioni

In corrispondenza delle piastre sotto le travi esistenti IPN 280 IPN180 si prevede la saldatura di due monconi da un metro dei profili ad L 100x100x10, si riporta la verifica della saldatura rispetto all'azione di trazione massima di 60 kN.

**Resistenza saldature a cordoni d'angolo - EC3 (edizione 1...**

Acciaio: S275 (Fe430)     $f_u$ : 430    N/mm<sup>2</sup>    Coeff. di correlazione  $\beta_w$ : 0.85

**Resistenza di progetto a taglio**

$f_{vw,d} = \frac{F_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = 233.7$  N/mm<sup>2</sup>

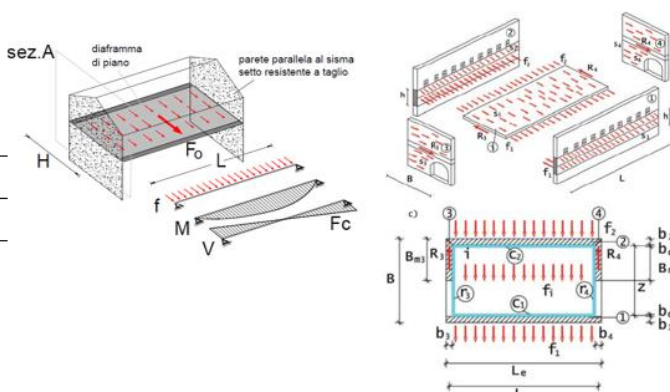
#### VERIFICA DIAFRAMMA C.A.

Si riporta nel seguito la verifica dei diaframmi di piano in c.a. relativi al corpo C



#### Dimensioni Geometriche Pareti

	Le =	20.50	m
	B =	12.30	m
	Bm3 =	11.30	m
	Bm4 =	9.30	m
Correnti	s1 =	0.45	m
	s2 =	0.60	m
Reagenti	S3 =	0.40	m
	S4 =	0.40	m
	hup =	2.00	m
	hbot =	2.40	m
	L =	20.10	m



#### Caratteristiche dei Materiali e Carichi agenti su Impalcato

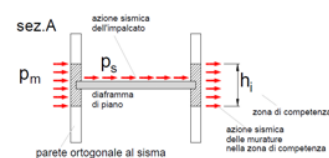
Peso Specifico Muratura Portante  $\gamma_m = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>

Peso Proprio Solaio: Gk1+Gk2 5.25 kN/m<sup>2</sup>  
Peso Accidentale: Qk 3.00 kN/m<sup>2</sup>  
Carico Totale Caratteristico 8.25 kN/m<sup>2</sup>  
 $\psi$ (sismico) 0.30

#### Parametri per la definizione della Forzante Sismica e Forze inerziali Generate

Accelerazione orizzontale massima  $a_g$  PGA = 0.128 g  
Fattore di Struttura  $q_0 = 2.00$   
Categoria Sottosuolo S=SS\*ST = 1.39  
Quota impalcato Interessato  $z_i = 8.86$  m  
Altezza totale edificio  $H_{tot} = 17.20$  m  
 $Ta/T1 = 0.05$   
 $\psi(Z) = 0.52$   
 $S_a = 0.34$  g

$W_a = 325.6$  KN  
 $W_{a1} = 8.1$  kN/m<sup>2</sup>  
 $W_{a2} = 10.8$  kN/m<sup>2</sup>  
 $W_{a3} = 1.8$  kN/m<sup>2</sup>  
 $W_{a4} = 6.2$  kN/m<sup>2</sup>  
 $W_{a5} = 1.03$  kN/m<sup>2</sup>

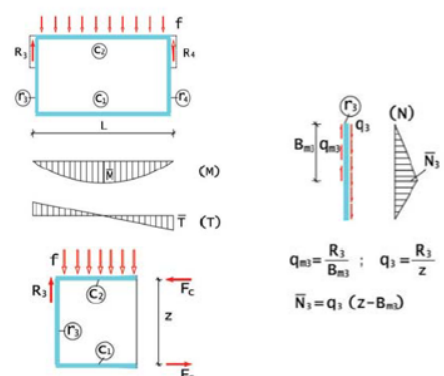


#### Sollecitazioni su diaframma

Azioni sismiche su striscia Mur. K1  $f_{u1} = 5.99$  KN/m  
Azioni sismiche su striscia Mur. K2  $f_{u2} = 7.99$  KN/m  
Azioni sismiche su Impalcato  $f_i = 12.72$  KN/m  
Forza Totale Agente su impalcato  $f = 26.70$  KN/m  
Reazione offerta dai setti R3 e R4  $R_3=R_4 = 268.38$  KN  
Momento Flettente su Impalcato  $M = 1348.60$  KNm  
Taglio su impalcato  $T_3=T_4 = 268.38$  KN  
Braccio della coppia interna  $z = 11.78$  m  
Azione di trazione e compressione  $F_c = 114.53$  KN  
Flussi degli Sforzi Tangenziali  $q = 22.79$  KN/m  
 $q_3 = 22.79$  KN/m  
Flusso agente sul ripartitore r3  $q_{m3} = 23.75$  KN/m  
Azione assiale su Ripartitore N3  $N_3 = 10.83$  KN  
Azione assiale su Ripartitore N4  $N_4 = 56.41$  KN

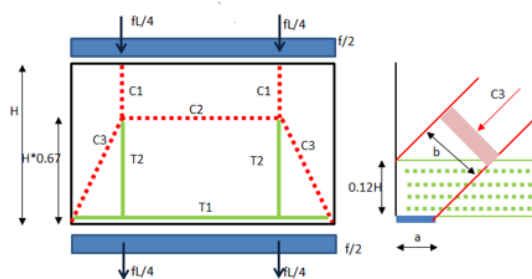
$$f_{u1} = s_{u1} \cdot h$$
$$f_{u2} = s_{u2} \cdot h$$
$$f_i = s_{ui} \cdot B$$

$$z = B - (b_1 + b_2) - (b_3 + b_4)/2$$
$$F_c = M/z$$
$$q = T/z$$
$$q_3 = R_3/z$$
$$N_3 = q_3(z - B_{m3})$$
$$N_4 = q_4(z - B_{m4})$$



#### Caratteristiche soletta e armatura soletta

Classe cls C28/35  
Altezza soletta  $h = 5.00$  cm  
Resistenza acciaio  $f_{yk} = 450.00$  Mpa  
Coeff. del materiale  $\gamma_s = 1.15$   
Passo Rete  $s = 20.00$  cm  
Diametro Rete  $\phi = 12$  mm  
Armatura aggiuntiva per T2  $n = 0$   
Armatura aggiuntiva per T2  $\phi = 12$  mm  
 $\alpha = 58.1$  °  
 $a = 0.0$  cm  
 $b = 77.95$  cm  
 $C1 = 136.86$  kN  
 $C3 = 316.04$  kN  
 $C2 = 166.90$  kN  
 $T1 = 166.90$  kN  
 $T2 = 136.86$  kN  
Verifica per T1 = 679 kN 24.58% OK  
Verifica Rete per T2 = 310 kN 44.20% OK  
Verifica Bielle Compresse(C1,C2,C3) = 439.1 kN 71.98% OK



\*Progettazione secondo 6.5.4(6)-EC2



S.A.G.I. S.r.l.  
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria  
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)  
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580  
Fax 0735/757588

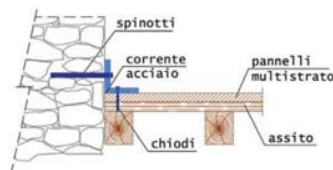
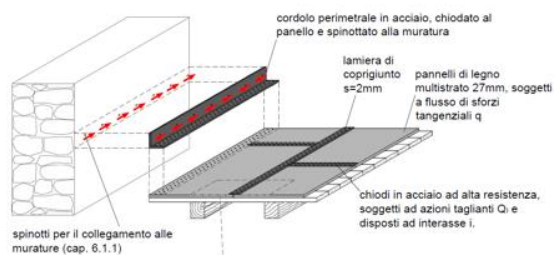
Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





#### Caratteristiche profilo in acciaio

Profilo Cordolo		L50x100x10
Materiale Cordolo	Fyk =	275 Mpa
Coef. Di Sicurezza	$\gamma_{M0}$ =	1.05
Area-lorda	A =	14.10 cm <sup>2</sup>
Momento D'inerzia rispetto y-y	Jy =	140.60 cm <sup>4</sup>
Momento D'inerzia rispetto z-z	Jz =	22.22 cm <sup>4</sup>
Raggio D'inerzia rispetto y-y	py =	3.16 cm
Raggio D'inerzia rispetto z-z	pz =	1.29 cm
lunghezza libera d'inflexione	pu =	3.16 cm
Modulo elastico	E =	210000 Mpa
Snellezza adimensionale	$\lambda$ =	0.2968
	$\alpha$ =	0.490
	$\beta_a$ =	1.000
	N <sub>Ed,Edo</sub> =	2878 kN
	$\phi$ =	0.57
	$\chi$ =	0.95



#### Verifica del profilo ad "L" in acciaio

Resistenza plastica della sezione lorde soggetta a trazione			
Nt.Rd =	369.3 kN	31%	OK
Resistenza plastica della sezione lorde soggetta a compressione			
Nb.Rd =	351.1 kN	76%	OK

Connessioni di bordo				
lato corto				
R tot=	270 kN			
l=	12.3 m			
R [ml]=	22.0 kN/ml			
Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti				
L=	300 mm			
d=	22 mm			
fm=	3.45 Mpa			
y=	2			
FC=	1.2			
fd=	0.72 Mpa			
Vrd=	4.74 kN			
n° connes	4.6 a ml			
passo	0.22			
Connessioni di bordo				
lato lungo				
R tot=	190 kN			
l=	20 m			
R [ml]=	9.5 kN/ml			
Connessione alla muratura : verifica a taglio connessioni inghisate non passanti				
L=	300 mm			
d=	22 mm			
fm=	3.45 Mpa			
y=	2			
FC=	1.2			
fd=	0.72 Mpa			
Vrd=	4.74 kN			
n° connes	2.0 a ml			
passo	0.50			



## SOLAIO EX-NOVO IN C.A. STRUTTURALE LEGGERO

In corrispondenza del corpo C si prevede la demolizione dei solai esistenti “pesanti” per la realizzazione di solai alleggeriti con calcestruzzo strutturale leggero tipo Leca 1600 classe C28/35.

Il solaio di nuova realizzazione avrà uno spessore strutturale di 28 cm (travetti b=10 cm passo 56 cm) + 6 cm di soletta armata con rete elettrosaldata  $\phi 12/200$ . Gli alleggerimenti saranno costituiti da casseri a perdere in EPS.

Si riporta nel seguito la verifica del solaio.

ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Travetti	0.28	0.10	1.00	0.56	20	1.00
soletta c.a	0.06	1.00	1.00	1.00	20	1.20
EPS	0.28	1.00	1.00	1.00	0.15	0.04
gk1						2.24
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
massetto	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
sottofondo	0.03	1.00	1.00	1.00	16	0.48
pavimento	0.01	1.00	1.00	1.00	18	0.18
tramezzi						1.00
intonaco	0.01	1.00	1.00	1.00	19	0.19
gk2						2.33
ID:	Solaio corpo C					
tipo:	VE.02-SI.02					
qk	cat. C					3.00

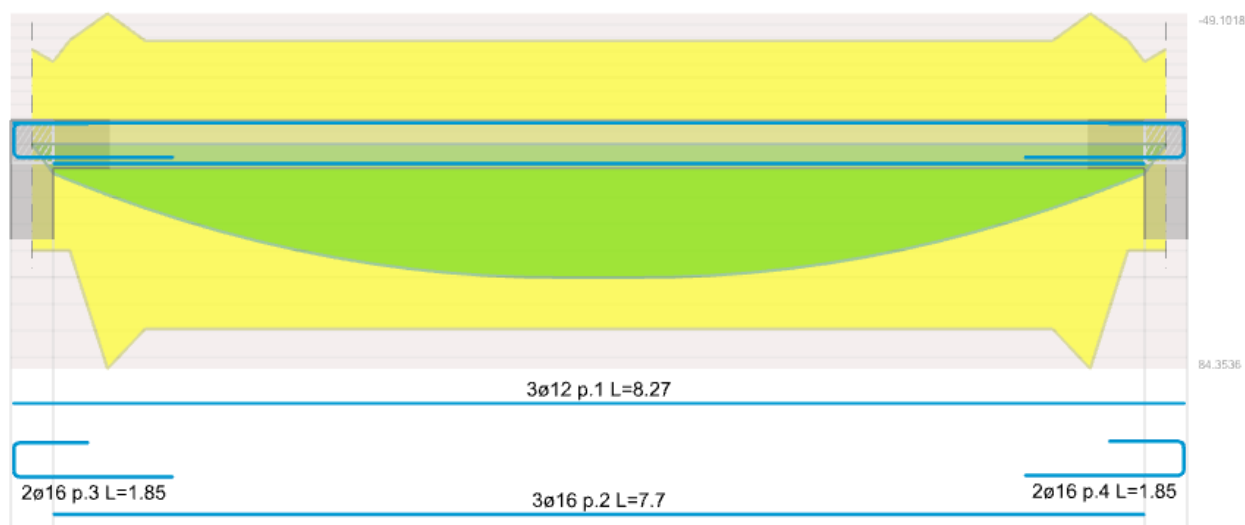


Figura 97 Verifica a flessione



Figura 98 Verifica a taglio



Figura 99 Verifica freccia

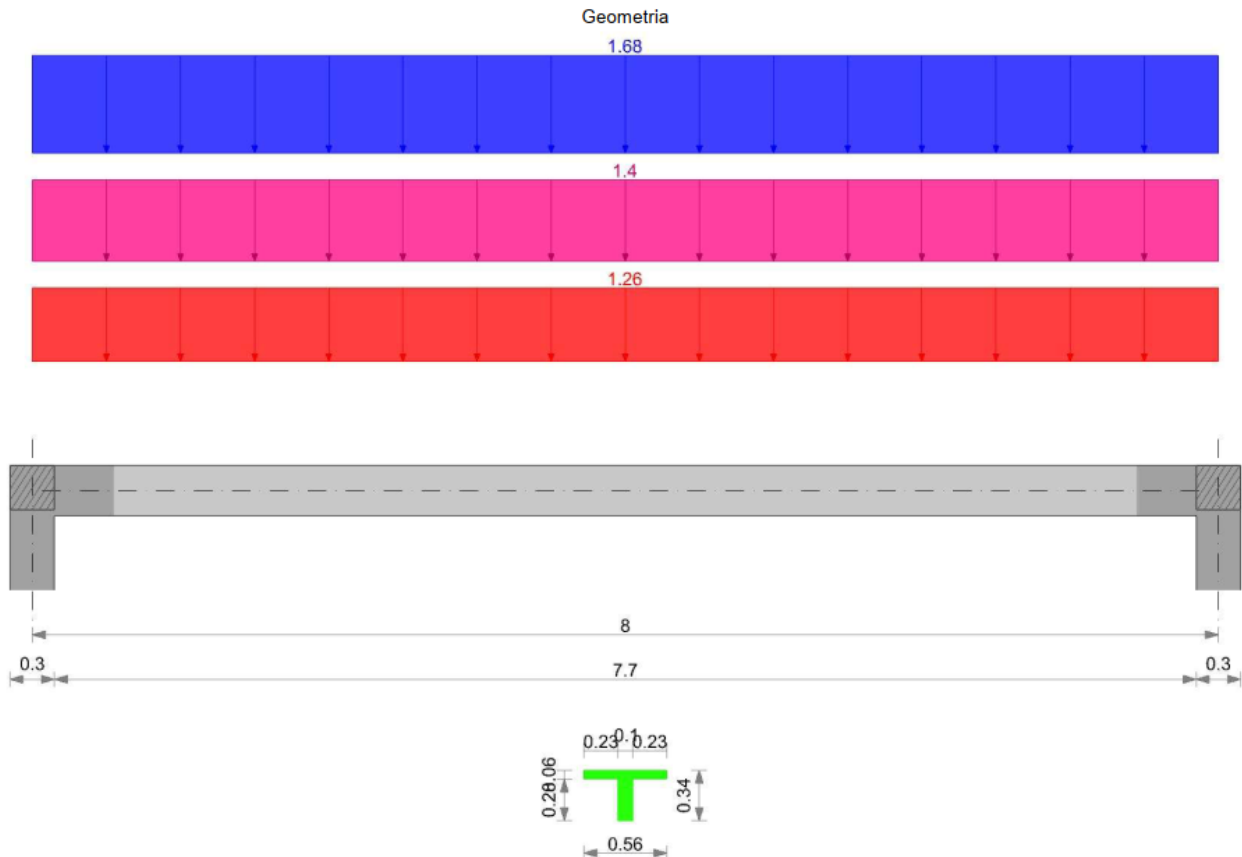


Figura 100 Verifica a fessurazione





Verifica di solaio condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).



### Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C28/35\_tipo Leca 1600 Rck 35000

### Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Int.	B anima	Altezza	H cappa	H lastra	C. sup.	C. inf.	C. inf. agg.	Peso
1	Ner 10x(28+6)/56	Nervatura	0.56	0.1	0.34	0.06		0.015	0.015	0.016	2.25

### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.000214	0.028	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì
0.15	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.68						Sì
4	0.000339	0.021	0.000603	0.084	50.064	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
4.27	0.000339	0.021	0.000603	0.084	49.8415	50.064	69.28	0.084	1.38						Sì
7.85	0.000172	0.021	0.000402	0.078	3.6844	10.9885	39.8789	0.081	3.68						Sì
8	0.000214	0.028	0.000402	0.078	0	0	39.9167	0.084	+						Sì

### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	Asl	Vela	Vdes	Vrd	Verifica
0	0.000172	25.03	25.03	70.99	Sì
0.15	0.000402	24.09	24.09	70.99	Sì
7.2	0.000603	-20.03	-20.03	-25.6	Sì
7.85	0.000402	-24.09	-24.09	-70.99	Sì
8	0.000172	-25.03	-25.03	-70.99	Sì

### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara						Quasi permanente						Verifica	
	Mela	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	0	0	0	17430	0	360000	0	0	0	13072	0	+	Sì	
0.15	2.8552	7.6207	670	17430	9955	360000	2.1595	6.4407	567	13072	0	+	Sì	
4	34.72	34.72	4892	17430	204190	360000	29.344	29.344	4134	13072	0	+	Sì	
7.85	2.8552	7.6207	670	17430	9955	360000	2.1595	6.4407	567	13072	0	+	Sì	
8	0	0	0	17430	0	360000	0	0	0	13072	0	+	Sì	



### Verifica di apertura delle fessure

x	Bordo	Rara			Frequente			Quasi permanente			Verifica
		Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	Dmax	Esm	Wd	
3.73	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000062	S <sub>1</sub>
4	inferiore	0.093	0.00075	0.00007	0.093	0.00072	0.000066	0.093	0.00068	0.000062	S <sub>1</sub>

### Verifica di deformabilità

x	Rara				Frequente				Quasi permanente				Verifica
	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess.+	Fess.-	Elastica+	Elastica-	Fess. viscosa+	Fess. viscosa-	
0.15	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5853 S <sub>1</sub>
4	0.01119	0.00686	0.01872	0.00812	0.00989	0.00686	0.01543	0.00812	0.00945	0.00686	0.02373	0.01609	237 S <sub>1</sub>
7.85	0.00067	0.00041	0.00104	0.00045	0.00059	0.00041	0.00085	0.00045	0.00057	0.00041	0.00137	0.00092	5853 S <sub>1</sub>

### Reazioni vincolari

Appoggio n.	Descrizione	SLU max	SLU min	Rara max	Rara min	Freq. max	Freq. min	Q.P. max	Q.P. min
1	ascissa 15	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64
2	ascissa 815	25.032	9.52	17.36	10.64	15.344	10.64	14.672	10.64

### Verifica appoggi murari

L=	300 mm
d=	200 mm
fm=	3.45 Mpa
y=	3
FC=	1.2
fd=	0.48 Mpa
Vrd=	28.75 kN
Vsd=	25 kN

## K) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Il software di calcolo utilizzato per l'analisi globale della struttura è il software agli elementi finiti Aedes PCM.

L'affidabilità dei codici utilizzati risulta confermata dai fondamenti teorici alla base dello sviluppo del software e dai risultati degli esempi applicativi e di validazione, contenuti nella manualistica, confrontati ove possibile anche con calcoli manuali. Il software PCM, le cui procedure di analisi non lineare (pushover) si fondano su algoritmi noti dalla Ricerca e accolti nelle normative nazionali e internazionali (EuroCodici inclusi), è stato incluso nella campagna di test riferita ai codici di calcolo per edifici in muratura eseguita da ReLUIS



Informazioni su Aedes.PCM



**Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura.**

Versione 2021.2.1.0

Moduli: Base, Analisi Globale

© 1997-2021 AEDES Software.

Tutti i diritti riservati.

ATTENZIONE. Aedes.PCM è tutelato dalle leggi sul copyright, dalle leggi sui diritti d'autore e dalle disposizioni dei trattati internazionali.

Questo programma è concesso in licenza d'uso in base alle [Condizioni di licenza software AEDES](#) al titolare della chiave hardware AEDES identificata dal codice: IRTUUSU.

OK

L'analisi e la verifica degli interventi locali sono state condotte con software agli elementi finiti Sismicad della Concrete. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione: La società produttrice, Concrete s.r.l., ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

**Sismicad 12.19 64 bit (cemento armato - murature - acciaio - legno - BIM - solai misti)**

build 8167.31361

© 1989-2022 Concrete s.r.l. (IT)

tutti i diritti riservati

Concrete s.r.l.  
via della Pieve, 19  
35121 Padova (Italia)  
tel. +39 049 8754720  
info@concrete.it  
www.concrete.it

**Sismicad 12**

Sabia ing. Marianna - Via Tommaso Bruni, 37 - Francavilla al Mare (CH)  
chiave 160207977

**concrete**  
structural engineering software



**S.A.G.I. S.r.l.**  
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria  
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)  
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580  
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





## L) CON RIFERIMENTO ALLE STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE: FASI DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA (SE PERTINENTI), SINTESI DELLE MASSIME PRESSIONI ATTESE, CEDIMENTI E SPOSTAMENTI ASSOLUTI/DIFFERENZIALI, DISTORSIONI ANGOLARI, VERIFICHE DI STABILITÀ TERRENO-FONDAZIONE ESEGUITE, ED ALTRI ASPETTI E RISULTATI SIGNIFICATIVI DELLA PROGETTAZIONE DI OPERE PARTICOLARI

### INTERVENTO DI FONDAZIONE SU MICROPALI PER PARETI EX NOVO

L'intervento di miglioramento sismico prevede la realizzazione di nuove pareti in mattoni pieni e malta di calce che varranno fondati su trave in c.a. su micropali. Si riporta nel seguito il calcolo della struttura di fondazione.

Si prevede la realizzazione sotto ogni parete di numero 10 micropali costituiti da tubi circolari in acciaio tipo UNI10219 101.6x8 in acciaio S355 in diametro di perforazione di 220 mm. La lunghezza dei pali è di 18 m.

La trave di fondazione che costituisce il cordolo del gruppo di micropali ha una geometria di 190 cm di base e 80 cm di altezza realizzata con calcestruzzo classe C25/30.

Verifiche effettuate secondo D.M. 17-01-18, Circolare 7 21-01-19

I carichi applicati alle strutture di fondazione sono rappresentati dalle sole pareti in mattoni pieni e malta di calce, dall'intonaco armato, dai cordoli e dalla trave di fondazione.

oggetto	posizione	lunghezza	altezza	spessore	$\gamma$	peso
		m	m	m	kN/m <sup>3</sup>	kN
parete	piano terra	5.65	4.82	0.38	18	186.27
parete	piano primo	5.65	3.9	0.38	18	150.72
intonaco armato	piano terra	5.65	3.9	0.06	25	33.05
intonaco armato	piano primo	5.65	3.9	0.06	25	33.05
cordolo	piano terra	7.7	0.3	0.38	25	21.95
cordolo	piano primo	7.7	0.3	0.38	25	21.95
trave	fondazione	7.7	0.8	1.3	25	200.20
				380		<b>647.19</b>

Le azioni di taglio e di momento sollecitanti il sistema fondale sono determinate sulla base dei parametri di resistenza della muratura superiore.

oggetto	posizione	lunghezza	spessor	Area	$\tau_{rd}$	Trd	altezza	Mrd
		mm	mm	mm <sup>2</sup>	Mpa	kN	m	kNm
parete	piano terra	5650	380	2147000	0.2899	<b>622.4066</b>	4.82	<b>1500</b>

La verifica dei micropali è stata effettuata con software agli elementi finiti Sismicad della Concrete.

La modellazione del terreno è stata effettuata sulla base dei risultati delle indagini geologiche condotte dalla Classedit srl e i cui risultati sono riportati nella relazione geologica allegata alla presente documentazione tencica.



Le verifiche sono state condotte con riferimento alle condizioni drenate e non drenate per quanto riguarda lo stato limite ultimo per soli carichi verticali. Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento alle sole condizioni drenate, tenendo conto del carattere istantaneo dell'azione e dell'impossibilità per il terreno di "smaltire" le sovrappressioni interstiziali.

Si prevede la realizzazione di pali tipo IRS ad iniezione ripetuta selettiva.

Per le verifiche in condizioni non drenate, la resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno viene valutata sulla base dei diagrammi di Bustamante e Doix (1985) con correlazione ai risultati delle prove SPT condotte in situ.

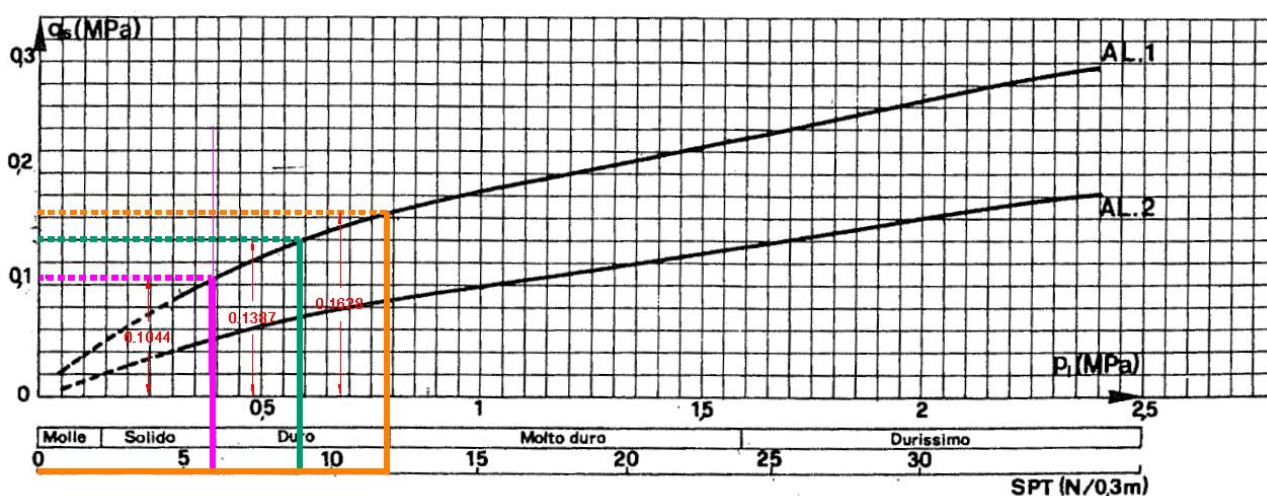


Fig. 7-7. Grafici per il calcolo di  $q_s$  per le argille e i limi.

Figura 101 Abaco di Bustamante- Doix per Limi e Argille

Si considerano pertanto valori di resistenza tangenziale di

Strato 1:  $q_s = 1 \text{ kg/cm}^2$ ;

Strato 2:  $q_s = 1.35 \text{ kg/cm}^2$ ;

Strato 3:  $q_s = 1.60 \text{ kg/cm}^2$ .

Si riporta la verifica dei micropali realizzati con tubi di diametro 139.7 mm e spessore 12.5 mm, diametro del foro 220 mm, lunghezza dei micropali 18 m.

### Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio Laminato 139.7x12.5  
Diametro tubo 140 mm  
Spessore tubo 13 mm  
Lunghezza 18000 mm





### Verifica di capacità portante pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto ( $R_d$ ) con la sollecitazione di progetto ( $E_d$ ), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo. La portanza di progetto ( $R_d$ ) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale-punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione. La **capacità portante laterale** viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente. Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \phi) \cdot S_i$$

$$P_v = \sum_i (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan \phi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

$k_0$  il coefficiente di spinta a riposo dell'i-esimo terreno della stratigrafia

$p_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$ , la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

$p_0 = k_0 \cdot p_v$ , la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

$c$ ,  $\phi$  la coesione e l'angolo di attrito interno dell'i-esimo terreno

$\alpha$  il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0.5÷0.8)

$D$  il diametro di perforazione del palo

$S_i$  la superficie laterale dell'i-esimo tratto di calcolo ( $\pi \cdot D \cdot h_i$ )

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo, questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali.

Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2 - \phi) \tan \phi}}{3 - \sin \phi} \cdot \left[ \lg \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \cdot I_{rr} \left[ \frac{4 \sin \phi}{3(1 + \sin \phi)} \right]$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot \phi$$

L'indice di rigidità ridotto  $I_{rr}$  tiene conto della deformazione volumetrica  $\epsilon_{ps,v}$  raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidità  $I_r$  teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale  $G$  e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \tan \phi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1)]$$

dove si sono indicati con:

$A_p$ , l'area della punta del palo

$c$ ,  $\phi$  la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

$\eta$ , coefficiente indicato da Vesic, dato da:  $(1 + 2 \cdot K_0)/3$

$q$  sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine  $N'_q$  e considera il peso proprio del palo.

In condizioni non drenate ( $c = c_u$  e  $\phi = 0$ ) il termine  $N'_q$  diventa pari a 1, mentre il termine  $N'_c$  viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali.

In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

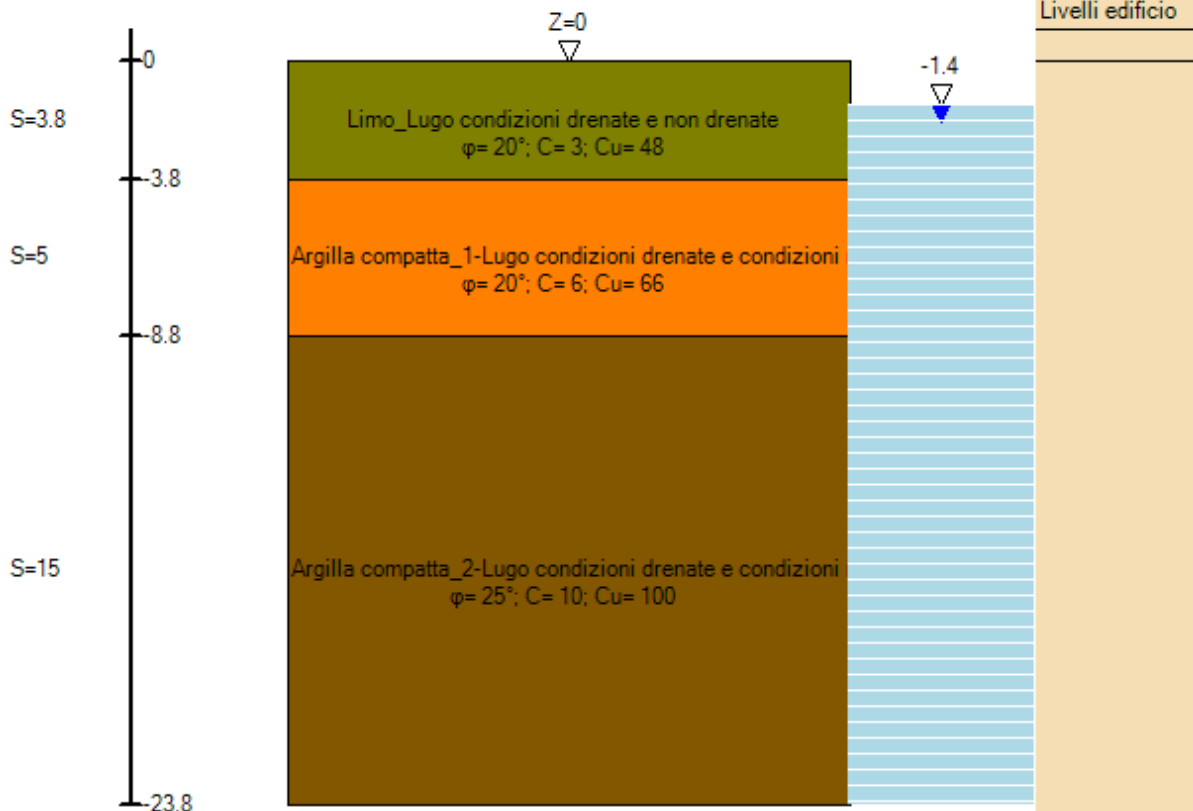
$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

La modellazione geologica è basata sulle indicazioni contenute nella relazione geologica redatta dal Geol. Primo Falconi.





I valori sono espressi in m



Terreno	Sp.	Liqf	Kor,j	Kor,s	Kve,j	Kve,s	Eel,s	Eel,j	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,j	CR,s	CR,j	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,j
Limo	3.8	Mo	14900	14900	12100	12100	4045	4045	4045	4045	0	0	0	0	0	0	1	1
Argilla compatt a_1	5	Mo	20100	20100	18600	18600	5120	5120	5120	5120	0	0	0	0	0	0	1	1
Argilla compatt a_2	15	Mo	30500	30500	29400	29400	7161	7161	7160	7160	0	0	0	0	0	0	1	1

#### Falde acquifere

**Profondità:** profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [m]

**Carico piezometrico:** carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [m]

**Spessore:** spessore dell'acquifero.

Profondità	Carico piezometrico	Spessore
1.4	0	Fino in fondo

**Terreno:** terreno mediamente uniforme presente nello strato.

**Sp.:** spessore dello strato. [m]

**Liqf:** indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica



condotta a fine calcolo solutore.

**Kor,i**: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m<sup>2</sup>]

**Kor,s**: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m<sup>2</sup>]

**Kve,i**: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [kN/m<sup>2</sup>]

**Kve,s**: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [kN/m<sup>2</sup>]

**Eel,s**: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m<sup>2</sup>]

**Eel,i**: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [kN/m<sup>2</sup>]

**Eed,s**: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m<sup>2</sup>]

**Eed,i**: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [kN/m<sup>2</sup>]

**CC,s**: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CC,i**: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,s**: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,i**: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**E0,s**: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**E0,i**: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**OCR,s**: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**OCR,i**: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Si riportano le sollecitazioni principali del sistema in condizioni sismiche.

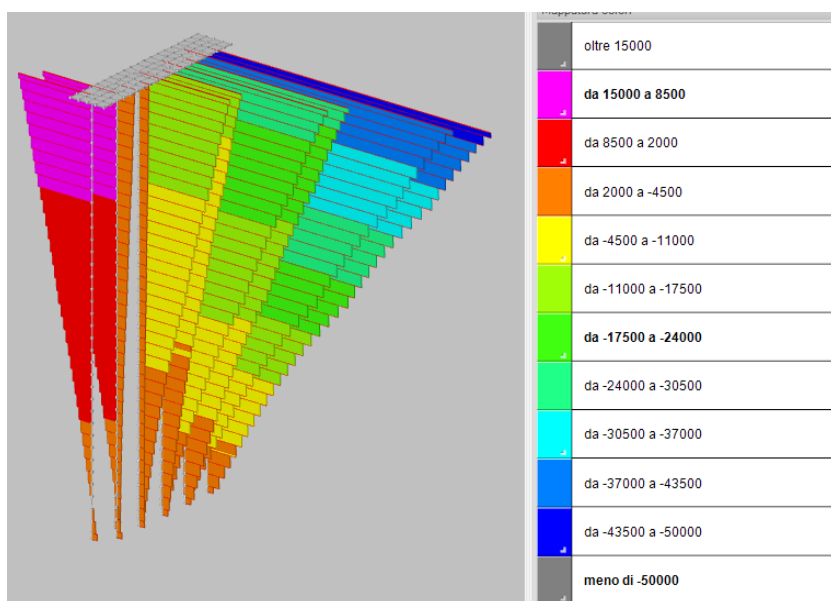


Figura 102 Sforzo normale N[kg]

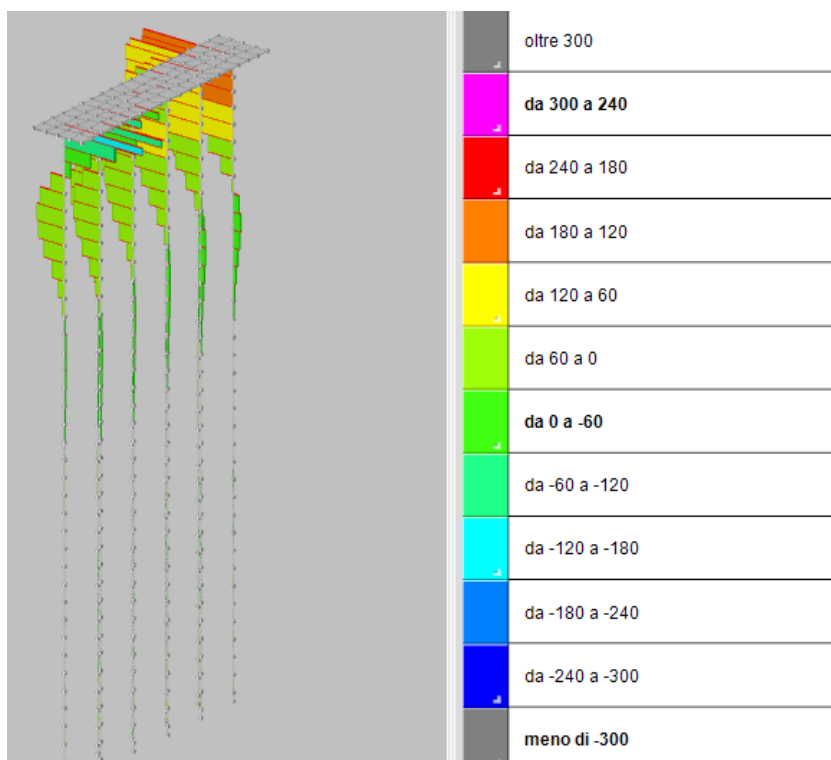


Figura 103 Taglio F2 [kg]

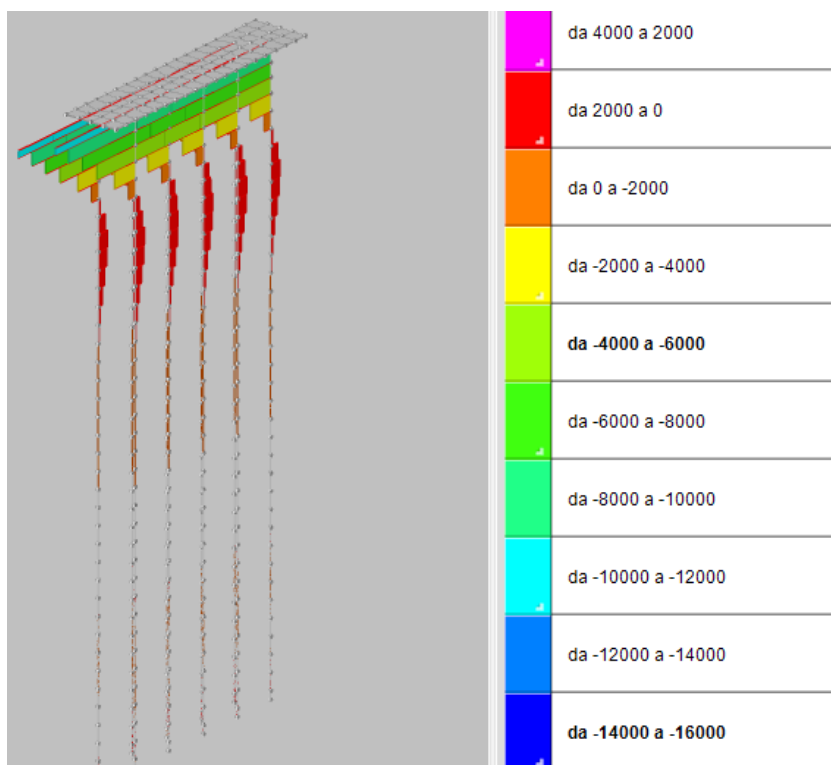


Figura 104 Taglio F3 [kg]

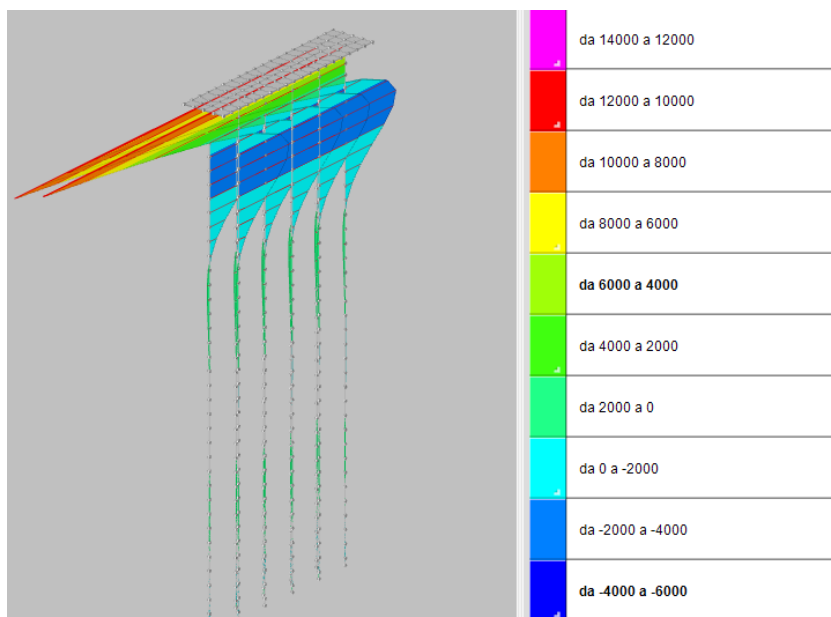


Figura 105 Momento M2 [kgm]

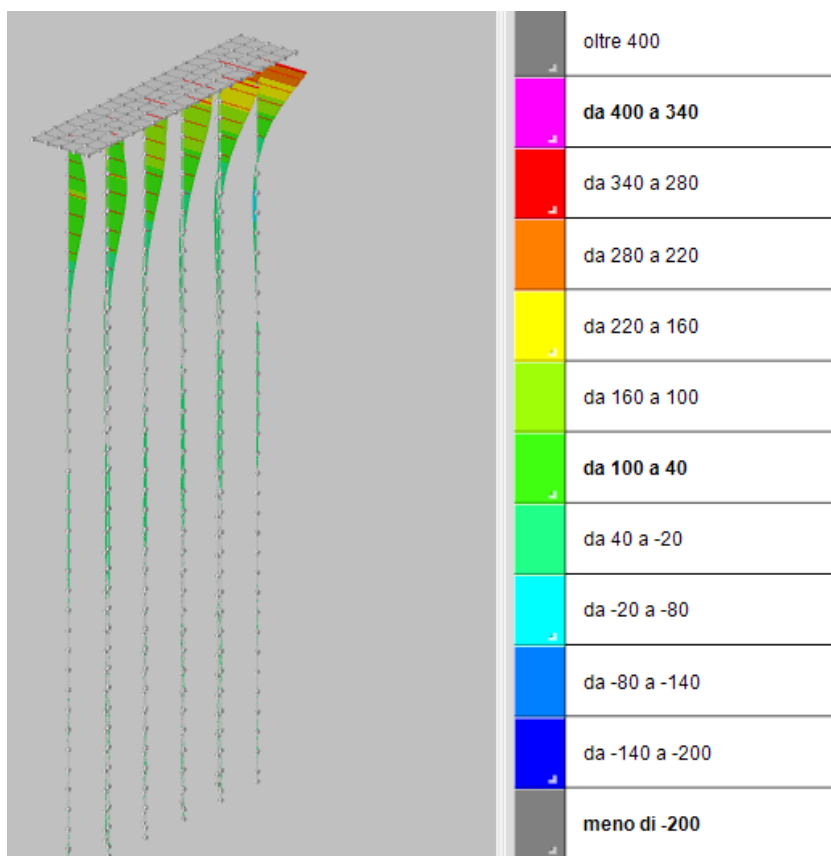


Figura 106 Momento M2 [kgm]

Si riportano le verifiche del sistema di micropali in condizioni sismiche.



## Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio					PressoFlessione							Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-600	-	-	27806	950	71672	-216	221	SLU 3	592517	8.27	1179183	42989294	-443570	SLU 3	55910640	1.3	S1
-600	-	-	22909	319	90924	698	348	SLU 3	592515	6.52	218469	43541363	104140	SLU 3	65481054	1.5	S1
-600	-	-	23606	950	91035	709	351	SLU 3	592515	6.51	228873	43738244	-7049	SLU 3	65481054	1.5	S1
-600	-	-	22909	319	72004	452	268	SLU 3	592516	8.23	218469	43541363	101466	SLU 3	65481054	1.5	S1
-600	-	-	25009	919	91154	1054	327	SLU 3	592516	6.5	-126880	43941153	-126627	SLU 3	65481054	1.49	S1
-600	-	-	25709	319	72200	-251	233	SLU 3	592516	8.21	1176013	43871250	-133922	SLU 3	65481054	1.49	S1
-600	-	-	25009	919	72235	765	253	SLU 3	592516	8.2	-126880	43941153	-123068	SLU 3	65481054	1.49	S1
-600	-	-	26409	919	90981	869	307	SLU 3	592516	6.51	129705	43647997	-260373	SLU 3	64583033	1.48	S1
-600	-	-	28506	350	90411	-4917	259	SLU 3	592516	6.54	6888270	42701541	-392114	SLU 3	58595866	1.35	S1
-600	-	-	25709	319	91121	-51	302	SLU 3	592516	6.5	1176013	43871250	-137782	SLU 3	65481054	1.49	S1
-600	-	-	22206	950	90798	-892	377	SLU 3	592515	6.53	2037050	43335019	120638	SLU 3	65481054	1.51	S1
-600	-	-	22206	950	71877	-1001	291	SLU 3	592516	8.24	2037050	43335019	117518	SLU 3	65481054	1.51	S1

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-600	-	-	23606	950	72115	457	271	SLU 3	592516	8.22	228873	43738244	-6719	SLU 3	65481054	1.5	S1
-600	-	-	24308	335	91140	637	325	SLU 3	592516	6.5	334123	43906628	-33886	SLU 3	65481054	1.49	S1
-600	-	-	24308	335	72200	388	250	SLU 3	592516	8.2	334123	43906628	-32831	SLU 3	65481054	1.49	S1
-600	-	-	26409	919	72061	589	237	SLU 3	592516	8.22	129705	43647997	-253202	SLU 3	64866051	1.49	S1
-600	-	-	27109	319	90812	-1397	282	SLU 3	592516	6.52	2777051	43349963	-253406	SLU 3	64858055	1.49	S1
-600	-	-	27109	319	71891	-1492	218	SLU 3	592517	8.24	2777051	43349963	-246424	SLU 3	65129025	1.5	S1
-600	-	-	27806	950	90593	-1	286	SLU 3	592516	6.54	1179183	42989294	-456024	SLU 3	55236316	1.28	S1
-600	-	-	28506	350	71490	-4724	200	SLU 3	592517	8.27	6888270	42701541	-381386	SLU 3	59133728	1.37	S1
-2424	-	-	22206	950	-2997	-388	112	SLU 1	592518	196.05	377950	-26263668	103077	SLU 3	65481054	2.49	S1
-2424	-	-	22909	319	-2971	-168	106	SLU 1	592518	199.12	419979	-26266947	88876	SLU 3	65481054	2.49	S1
-2424	-	-	27109	319	-3000	-531	94	SLU 1	592518	194.47	428649	-26270073	-218908	SLU 3	65481054	2.49	S1
-2424	-	-	27806	950	-3048	-324	95	SLU 1	592518	193.29	464675	-26272582	-393331	SLU 3	58534354	2.23	S1
-2424	-	-	28506	350	-3094	-1072	90	SLU 1	592518	180.96	370711	-26278592	-338314	SLU 3	61209237	2.33	S1
-2424	-	-	24308	335	-2920	-196	102	SLU 1	592518	202.46	436876	-26258156	-29934	SLU 3	65481054	2.49	S1
-2424	-	-	26409	919	-2955	-180	99	SLU 1	592518	200.17	466903	-26257458	-224905	SLU 3	65481054	2.49	S1
-2424	-	-	25009	919	-2913	-137	103	SLU 1	592518	203.2	453967	-26250510	-109770	SLU 3	65481054	2.49	S1
-2424	-	-	23606	950	-2940	-171	107	SLU 1	592518	201.17	429375	-26254687	-6831	SLU 3	65481054	2.49	S1
-2424	-	-	27509	319	-2926	-315	98	SLU 1	592518	201.35	440103	-26258970	-119373	SLU 3	65481054	2.49	S1
-4248	-	-	28506	950	-11924	-98	26	SLU 3	592519	49.69	-33637	-9230171	-353562	SLU 3	60490343	6.55	S1
-4248	-	-	27109	319	-11950	8	26	SLU 3	592519	49.58	-202707	-9280138	-197235	SLU 3	65481054	7.05	S1
-4248	-	-	25009	919	-11986	-170	30	SLU 3	592519	49.43	97364	-9356479	-99420	SLU 3	65481054	7	S1
-4248	-	-	22206	950	-11946	-17	35	SLU 3	592518	49.6	-136892	-9275781	91336	SLU 3	65481054	7.06	S1
-4248	-	-	24308	335	-11987	-137	30	SLU 3	592519	49.43	47250	-9353857	-27866	SLU 3	65481054	7	S1
-4248	-	-	26409	919	-11967	-160	28	SLU 3	592519	49.51	73546	-9317634	-202610	SLU 3	65481054	7.03	S1
-4248	-	-	28506	350	-11907	268	24	SLU 3	592519	49.75	-630418	-9197490	-304253	SLU 3	62747981	6.81	S1
-4248	-	-	23606	950	-11973	-141	32	SLU 3	592519	49.49	58512	-9329283	-7161	SLU 3	65481054	7.02	S1
-4248	-	-	22909	319	-11963	-138	32	SLU 3	592519	49.52	55777	-9305621	78609	SLU 3	65481054	7.04	S1
-4248	-	-	25709	319	-11985	-89	28	SLU 3	592519	49.44	-37854	-9349046	-108027	SLU 3	65481054	7	S1
-6073	-	-	22206	950	-995	47	7	SLU 3	592519	594.69	-30607	753084	74484	SLU 3	65481054	86.88	S1
-6073	-	-	27806	950	-984	27	5	SLU 3	592519	601.83	-27779	757282	-292581	SLU 3	63252876	83.47	S1
-6073	-	-	26409	919	-1005	3	6	SLU 3	592519	589.41	-20067	749371	-168031	SLU 3	65481054	87.35	S1
-6073	-	-	28506	350	-976	160	5	SLU 3	592519	598.88	-66261	759990	-251896	SLU 3	64917062	85.1	S1
-6073	-	-	25709	319	-1013	27	6	SLU 3	592519	584.95	-26760	746909	-89991	SLU 3	65481054	87.61	S1
-6073	-	-	25009	919	-1015	-3	6	SLU 3	592519	583.95	-17617	745842	-82889	SLU 3	65481054	87.77	S1
-6073	-	-	27109	319	-996	65	5	SLU 3	592519	593.67	-38185	753067	-163596	SLU 3	65481054	86.84	S1

-6073	-	-	23606	950	-1008	5	7	SLU 3	592519	587.74	-19267	748275	-6767	SLU 3	65481054	87.48	S1
-6073	-	-	22909	319	-1002	5	6	SLU 3	592519	591.3	-18809	750869	63986	SLU 3	65481054	87.18	S1
-6073	-	-	24308	335	-1014	8	6	SLU 3	592519	584.48	-20354	746479	-23851	SLU 3	65481054	87.69	S1
-7897	-	-	28506	350	482	-15	1	SLU 3	592519	1228.38	29654	478428	-209187	SLU 3	65481054	136.6	S1
-7897	-	-	27109	319	484	-2	1	SLU 3	592519	1223.32	9087	482363	-136223	SLU 3	65481054	135.73	S1
-7897	-	-	24308	335	486	5	1	SLU 3	592519	1218.44	-2894	485861	-20749	SLU 3	65481054	134.77	S1
-7897	-	-	23606	950	486	5	1	SLU 3	592519	1220.19	-3327	484684	-6632	SLU 3	65481054	135.1	S1
-7897	-	-	25009	919	486	7	1	SLU 3	592519	1218.38	-5318	485975	-69534	SLU 3	65481054	134.73	S1
-7897	-	-	22909	319	485	5	1	SLU 3	592519	1221.56	-3278	483574	51812	SLU 3	65481054	135.41	S1
-7897	-	-	25709	319	486	3	1	SLU 3	592519	1218.8	1176	485633	-75402	SLU 3	65481054	134.84	S1
-7897	-	-	27806	950	483	3	1	SLU 3	592519	1226.69	939	479985	-242805	SLU 3	65267576	135.98	S1
-7897	-	-	26409	919	485	6	1	SLU 3	592519	1220.91	-4197	484133	-139887	SLU 3	65481054	135.25	S1
-7897	-	-	22206	950	484	-1	1	SLU 3	592519	1223.76	6009	482146	60484	SLU 3	65481054	135.8	S1
-1063 3	-	-	22206	950	-17	-1	0	SLU 1	592519	10000	91	-40399	40283	SLU 3	65481054	1620.85	S1
-1063 3	-	-	25709	319	-17	-1	0	SLU 1	592519	10000	327	-40518	-54377	SLU 3	65481054	1616.03	S1
-1063 3	-	-	23606	950	-17	0	0	SLU 1	592519	10000	488	-40481	-6447	SLU 3	65481054	1617.44	S1
-1063 3	-	-	28506	350	-17	-1	0	SLU 1	592519	10000	-811	-40277	-147621	SLU 3	65481054	1625.45	S1
-1063 3	-	-	24308	335	-17	0	0	SLU 1	592519	10000	478	-40526	-16286	SLU 3	65481054	1615.67	S1
-1063 3	-	-	25009	919	-17	0	0	SLU 1	592519	10000	584	-40523	-50287	SLU 3	65481054	1615.72	S1
-1063 3	-	-	22909	319	-17	0	0	SLU 1	592519	10000	478	-40453	34245	SLU 3	65481054	1618.59	S1
-1063 3	-	-	27109	319	-17	-1	0	SLU 1	592519	10000	17	-40412	-96768	SLU 3	65481054	1620.34	S1
-1063 3	-	-	27806	950	-17	-1	0	SLU 1	592519	10000	356	-40331	-171052	SLU 3	65481054	1623.54	S1
-1063 3	-	-	26409	919	-17	0	0	SLU 1	592519	10000	553	-40464	-99322	SLU 3	65481054	1618.09	S1
-1245 7	-	-	25709	319	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-74	-572	-30251	SLU 1	65481054	10000	S1
-1245 7	-	-	27806	950	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-74	-518	-90313	SLU 1	65481054	10000	S1
-1245 7	-	-	22206	950	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-105	-541	18361	SLU 1	65481054	10000	S1





-1245 7	-	-	25009	919	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-16	-576	-28164	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	23606	950	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-30	-564	-5646	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	22909	319	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-30	-553	14872	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	27109	319	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-144	-541	-52032	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	26409	919	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-28	-558	-53367	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	24308	335	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-37	-575	-10807	SLU 1	65481054	10000	Si
-1245 7	-	-	28506	350	-4	0	0	SLU 1	592519	10000	-322	-507	-78239	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	22909	319	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-8	857	8653	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	25009	919	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-12	859	-21642	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	26409	919	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-11	857	-39406	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	22206	950	1	0	0	SLU 1	592519	10000	6	854	11105	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	24308	335	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-8	859	-9407	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	28506	350	1	0	0	SLU 1	592519	10000	40	850	-56938	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	27806	950	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-4	852	-65448	SLU 1	65481054	10000	Si

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-1428 2	-	-	27109	319	1	0	0	SLU 1	592519	10000	9	855	-38466	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	25709	319	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-2	859	-23113	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428 2	-	-	23606	950	1	0	0	SLU 1	592519	10000	-8	858	-5770	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	1180	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-22356	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	0	2371	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	1	-14351	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	10	-1	-30969	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	-1	-35150	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	5	0	-21894	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	1	-7618	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	1	-13629	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610 6	-	-	23606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	1	-5831	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6421	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6277	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6630	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6619	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6219	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6936	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6438	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6836	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6219	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793 0	-	-	23606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6234	SLU 1	65481054	10000	Si

## Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

### Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione  $\psi$  scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 21916 \* 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	22206.4	950	1.25	1.35	825803	0		SLU 3	BT	120638	92147	825803	8.96	Si
-	-	22909.5	319.4	1.25	1.35	825803	0		SLU 3	BT	104140	75649	825803	10.92	Si
-	-	23606.4	950	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-7049	-35540	921463	25.93	Si
-	-	24308	334.7	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-33886	-62377	921463	14.77	Si
-	-	25009.5	919.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-126627	-155118	921463	5.94	Si
-	-	25709.5	319.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-137782	-166274	921463	5.54	Si
-	-	26409.5	919.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-260373	-288864	921463	3.19	Si
-	-	27109.5	319.4	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-253406	-281897	921463	3.27	Si
-	-	27806.4	950	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-456024	-484516	921463	1.9	Si
-	-	28506.4	350	1.15	1.35	897612	23851		SLU 3	BT	-392114	-420605	921463	2.19	Si

Si riportano le sollecitazioni principali del sistema in condizioni statiche SLU.



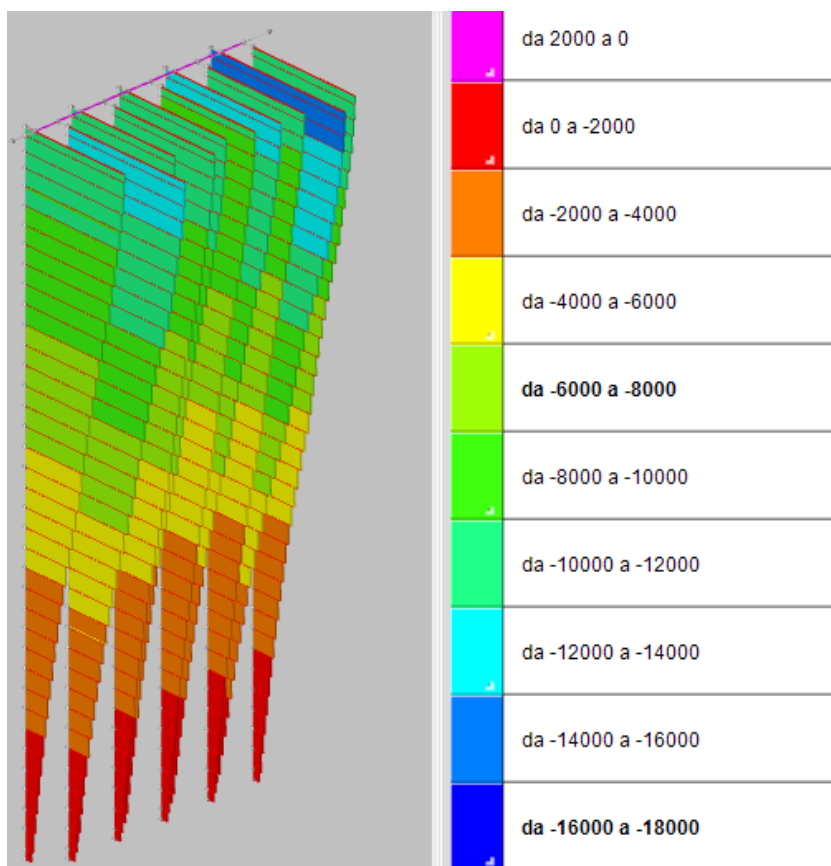


Figura 107 Sforzo normale [kg]

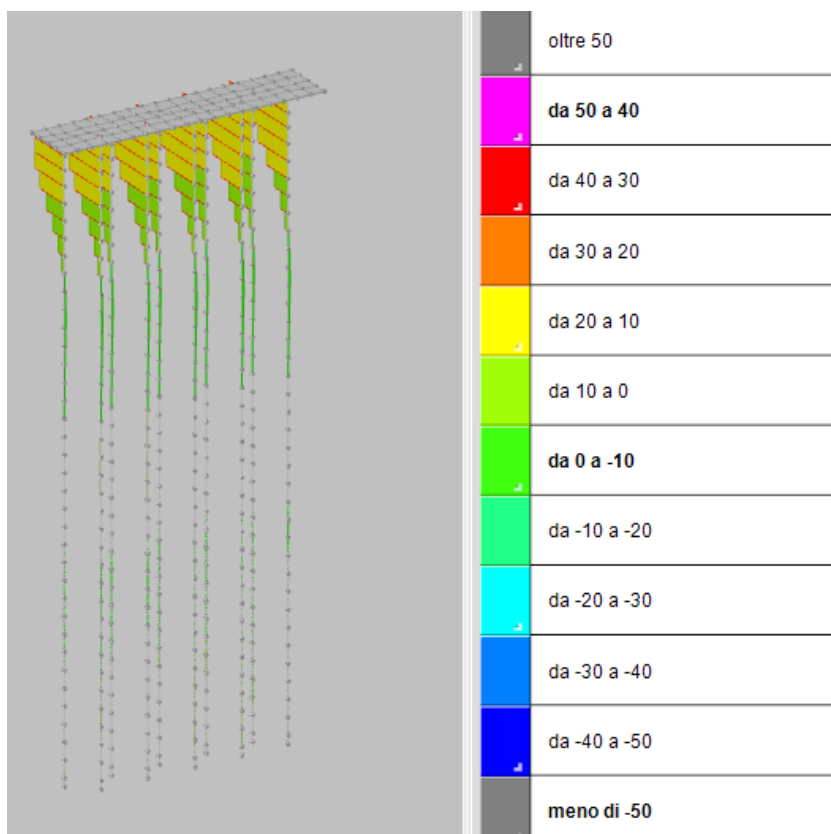


Figura 108 Taglio F2 [kg]

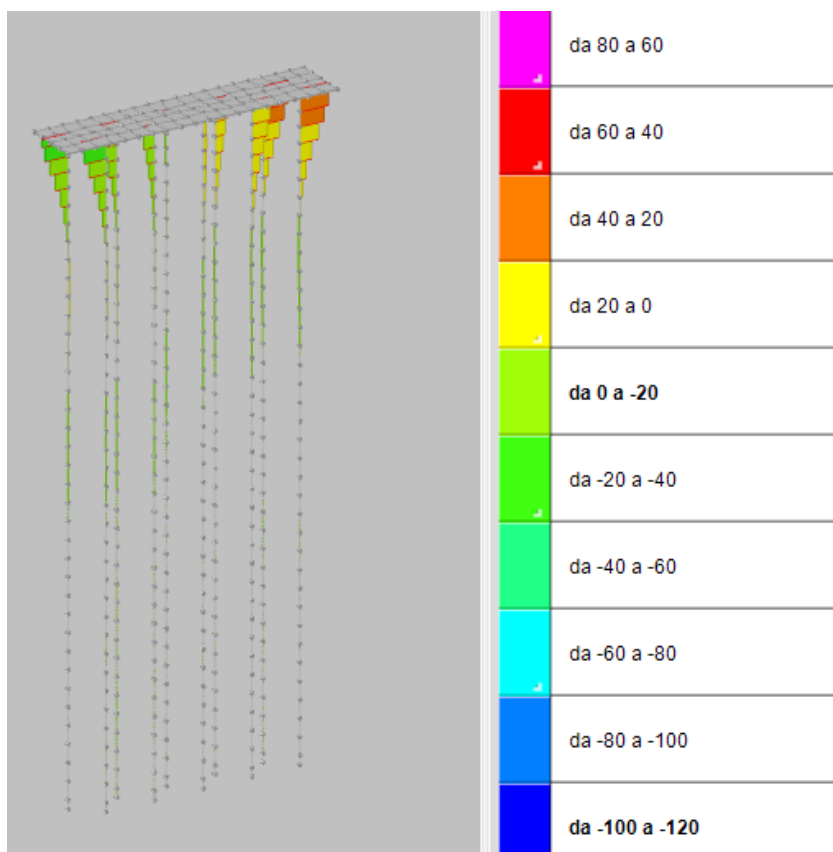


Figura 109 Taglio F3[kg]

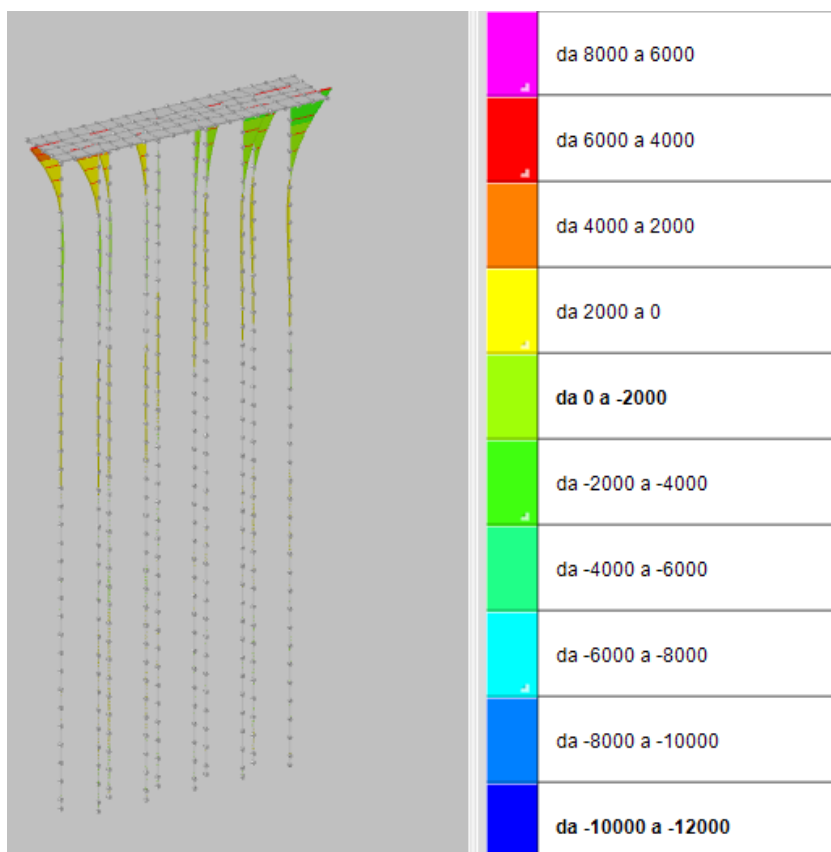


Figura 110 Momento M2[kgm]

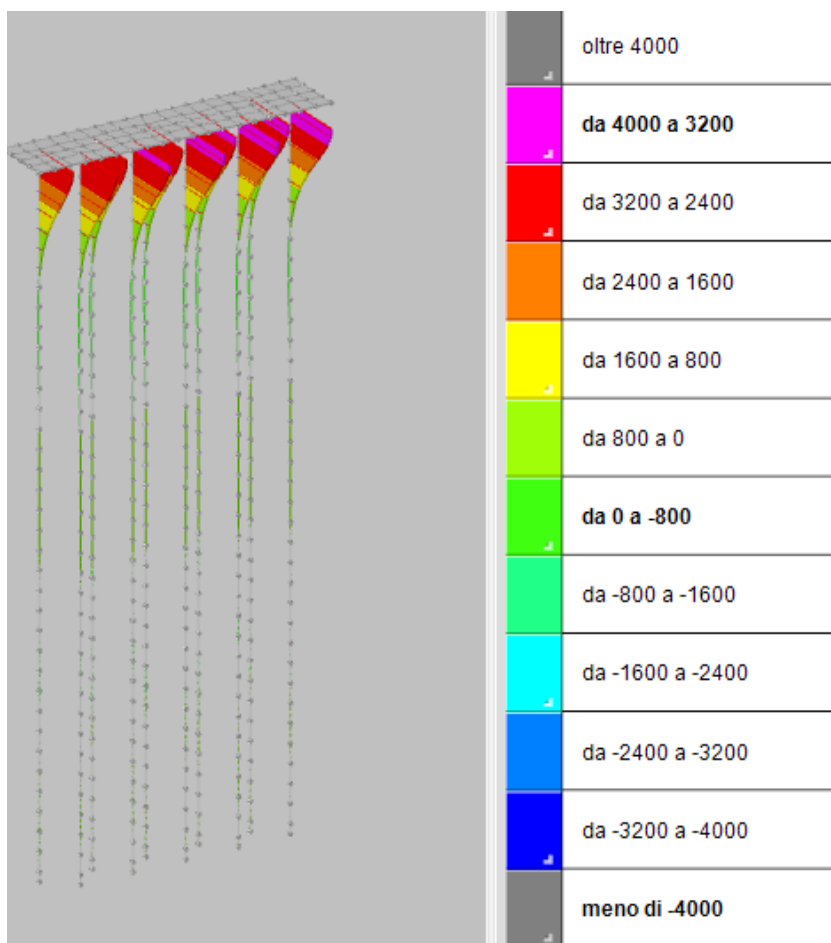


Figura 111 Momento M3[kgm]

Si riportano le verifiche dei pali in condizioni SLU (carichi gravitazionali)

### Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C16/20

Acciaio S355

### Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio						PressoFlessione							Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf		
-600	-	-	27806	950	-534	642	1979	SLU 3	592499	709.55	482909	-360669	-182632	SLU 3	65481054	108.64	Sl	
-600	-	-	24308	335	309	-977	1979	SLU 3	592499	578.12	740166	127201	-139314	SLU 3	65481054	87.19	Sl	
-600	-	-	22909	319	348	-470	1528	SLU 3	592504	1012.84	160709	258110	-158722	SLU 3	65481054	215.36	Sl	
-600	-	-	25009	919	-71	260	1527	SLU 3	592504	2198.4	-140027	-33546	-146906	SLU 3	65481054	454.72	Sl	
-600	-	-	27806	950	-413	181	1528	SLU 3	592504	1213.35	482909	-360669	-182632	SLU 3	65481054	108.64	Sl	
-600	-	-	28506	350	-269	-1615	1980	SLU 3	592499	261.83	2481622	-326906	-141235	SLU 3	65481054	26.16	Sl	
-600	-	-	22909	319	479	-766	1980	SLU 3	592499	655.83	160709	258110	-160040	SLU 3	65481054	215.36	Sl	
-600	-	-	28506	350	-258	-1730	1528	SLU 3	592504	328.71	2481622	-326906	-139918	SLU 3	65481054	26.16	Sl	
-600	-	-	27109	319	-123	-944	1527	SLU 3	592504	622.57	1442528	-201544	-132501	SLU 3	65481054	44.96	Sl	
-600	-	-	22206	950	182	1464	1981	SLU 3	592499	401.65	-1816891	208119	-137004	SLU 3	65481054	35.81	Sl	
-600	-	-	23606	950	73	526	1528	SLU 3	592504	1115.93	-673292	112702	-141357	SLU 3	65481054	95.92	Sl	
-600	-	-	23606	950	62	542	1980	SLU 3	592499	1084.53	-673292	112702	-142675	SLU 3	65481054	95.92	Sl	



Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-600	-	-	25709	319	48	-879	1527	SLU 3	592504	673.04	1106173	-24324	-128881	SLU 3	65481054	59.17	51
-600	-	-	24308	325	211	-784	1527	SLU 3	592504	729.61	740156	127201	-137996	SLU 3	65481054	87.19	51
-600	-	-	27109	319	-100	-824	1979	SLU 3	592499	713.55	1442528	-201544	-133819	SLU 3	65481054	44.96	51
-600	-	-	25709	319	111	-919	1978	SLU 3	592499	639.93	1106173	-24324	-130198	SLU 3	65481054	59.17	51
-600	-	-	25009	919	-110	391	1979	SLU 3	592499	1458.41	-140037	-33546	-148223	SLU 3	65481054	454.73	51
-600	-	-	26409	919	-324	575	1978	SLU 3	592499	898.52	125831	-202908	-159780	SLU 3	65481054	274.26	51
-600	-	-	22206	950	170	1419	1529	SLU 3	592504	414.59	-1816891	208119	-135686	SLU 3	65481054	35.81	51
-600	-	-	26409	919	-245	268	1527	SLU 3	592504	1632.78	125831	-202908	-158462	SLU 3	65481054	274.26	51
-2424	-	-	25009	919	6	-12	345	SLU 1	592515	10000	62998	19112	-137606	SLU 3	65481054	994.65	51
-2424	-	-	26409	919	-6	-125	475	SLU 3	592514	4742.89	165754	32943	-149162	SLU 3	65481054	387.47	51
-2424	-	-	27806	950	-17	-235	475	SLU 3	592514	2514.9	260820	48568	-173014	SLU 3	65481054	246.82	51
-2424	-	-	28506	350	-49	-440	475	SLU 3	592514	1327.78	159662	-7591	-130618	SLU 3	65481054	409.66	51
-2424	-	-	22909	319	-3	75	475	SLU 3	592514	7925.33	-148481	-58119	-149423	SLU 3	65481054	410.67	51
-2424	-	-	27109	319	-41	-274	475	SLU 3	592514	2140.96	120330	-20551	-123201	SLU 3	65481054	536.41	51
-2424	-	-	24308	325	-9	-39	345	SLU 1	592515	10000	-71390	-46044	-128696	SLU 3	65481054	770.81	51
-2424	-	-	25709	319	-27	-165	475	SLU 3	592514	3541.98	23227	-24202	-119581	SLU 3	65481054	1581.68	51
-2424	-	-	22206	950	30	278	476	SLU 3	592514	2116.62	-49352	2123	-126386	SLU 3	65481054	1235.58	51
-2424	-	-	23606	950	22	102	475	SLU 3	592514	5623.08	-18219	9907	-132058	SLU 3	65481054	2157.45	51
-4248	-	-	25009	919	5	-18	133	SLU 1	592518	10000	13140	3429	-125293	SLU 3	65481054	4821.9	51
-4248	-	-	24308	325	-14	38	133	SLU 1	592518	10000	-51176	-11155	-116679	SLU 3	65481054	1250.19	51
-4248	-	-	26409	919	13	-32	133	SLU 1	592518	10000	3728	14964	-188449	SLU 3	65481054	4246.22	51
-4248	-	-	28506	350	8	41	133	SLU 1	592518	10000	-143706	19870	-118463	SLU 3	65481054	451.37	51
-4248	-	-	23606	950	-2	-16	133	SLU 1	592518	10000	40742	-6341	-119857	SLU 3	65481054	1588.08	51
-4248	-	-	22206	950	-6	-44	133	SLU 1	592518	10000	109931	-12839	-114544	SLU 3	65481054	591.63	51
-4248	-	-	27806	950	28	-57	133	SLU 3	592517	9321.75	-11913	25900	-160701	SLU 3	65481054	2296.91	51
-4248	-	-	25709	319	-6	28	133	SLU 1	592518	10000	-67399	-248	-108253	SLU 3	65481054	971.54	51
-4248	-	-	27109	319	2	17	133	SLU 1	592518	10000	-81611	11141	-111600	SLU 3	65481054	794.98	51
-4248	-	-	22909	319	-20	38	133	SLU 1	592518	10000	-20402	-20167	-137109	SLU 3	65481054	2282.57	51
-6073	-	-	26409	919	1	4	27	SLU 1	592519	10000	-8610	-827	-113931	SLU 3	65481054	7570.52	51
-6073	-	-	27806	950	3	9	27	SLU 1	592519	10000	-14653	-981	-135107	SLU 3	65481054	4458.82	51
-6073	-	-	25709	319	1	12	27	SLU 1	592519	10000	-3801	1303	-67121	SLU 1	65481054	10000	51
-6073	-	-	23606	950	-1	-7	27	SLU 1	592519	10000	2686	-681	-74211	SLU 1	65481054	10000	51
-6073	-	-	27109	319	2	17	27	SLU 1	592519	10000	-11491	1789	-92945	SLU 3	65481054	5630.59	51
-6073	-	-	22206	950	-2	-20	27	SLU 1	592519	10000	9465	-911	-95375	SLU 3	65481054	6886.16	51
-6073	-	-	24308	325	0	6	27	SLU 1	592519	10000	602	1270	-72250	SLU 1	65481054	10000	51
-6073	-	-	22909	319	-2	-1	27	SLU 1	592519	10000	6652	1847	-114157	SLU 3	65481054	9484.95	51
-6073	-	-	28506	350	4	28	27	SLU 1	592519	10000	-17449	1640	-98608	SLU 3	65481054	3736.32	51
-6073	-	-	25009	919	0	-1	27	SLU 1	592519	10000	-1707	-597	-77121	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	25709	319	0	-1	6	SLU 1	592519	10000	2412	44	-56278	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	22909	319	1	-1	6	SLU 1	592519	10000	952	801	-70821	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	25009	919	0	1	6	SLU 1	592519	10000	-584	-130	-64534	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	24308	325	1	-2	6	SLU 1	592519	10000	1959	456	-60508	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	23606	950	0	1	6	SLU 1	592519	10000	-1477	239	-62129	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	27109	319	0	-1	6	SLU 1	592519	10000	2793	-389	-58057	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	26409	919	-1	1	6	SLU 1	592519	10000	-391	-567	-70055	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	28506	350	0	-2	6	SLU 1	592519	10000	6697	-947	-82531	SLU 3	65481054	9690.75	51
-7897	-	-	27806	950	-1	1	6	SLU 1	592519	10000	37	-986	-82318	SLU 1	65481054	10000	51
-7897	-	-	22206	950	0	2	6	SLU 1	592519	10000	-4012	488	-59621	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	25009	919	0	0	1	SLU 1	592519	10000	61	17	-46396	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	24308	325	0	0	1	SLU 1	592519	10000	-128	-47	-43590	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	27806	950	0	0	1	SLU 1	592519	10000	154	71	-58795	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	25709	319	0	0	1	SLU 1	592519	10000	-90	-22	-40640	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	28506	350	0	0	1	SLU 1	592519	10000	-120	26	-44235	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	22909	319	0	0	1	SLU 1	592519	10000	-132	-68	-50780	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	23606	950	0	0	1	SLU 1	592519	10000	50	-4	-44719	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	26409	919	0	0	1	SLU 1	592519	10000	115	43	-50246	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	22206	950	0	0	1	SLU 1	592519	10000	139	-20	-42971	SLU 1	65481054	10000	51
-1063	a	-	27109	319	0	0	1	SLU 1	592519	10000	-47	4	-41881	SLU 1	65481054	10000	51
-1245	7	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	7	-3	-36488	SLU 1	65481054	10000	51
-1245	7	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-35	4	-29477	SLU 1	65481054	10000	51
-1245	7	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-53	8	-30335	SLU 1	65481054	10000	51
-1245	7	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-34	7	-42030	SLU 1	65481054	10000	51
-1245	7	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	61	-7	-31089	SLU 1	65481054	10000	51
-1245	7	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-89	11	-31963	SLU 1	65481054	10000	51





Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-1428	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-3	-2	-27270	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	5	2	-24023	SLU 1	65481054	10000	Si
-1428	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	4	3	-27531	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	2	0	-14422	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-14833	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	22606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-1	0	-15105	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-15508	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	3	0	-14988	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-18490	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-14124	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-16562	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	1	0	-16434	SLU 1	65481054	10000	Si
-1610	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	-2	0	-14684	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	22606	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6529	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	22206	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6516	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	27109	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6507	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	28506	350	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6525	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	25009	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6541	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	27806	950	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6634	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	22909	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6574	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	25709	319	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6498	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	24308	335	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6520	SLU 1	65481054	10000	Si
-1793	-	-	26409	919	0	0	0	SLU 1	592519	10000	0	0	-6570	SLU 1	65481054	10000	Si

## Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

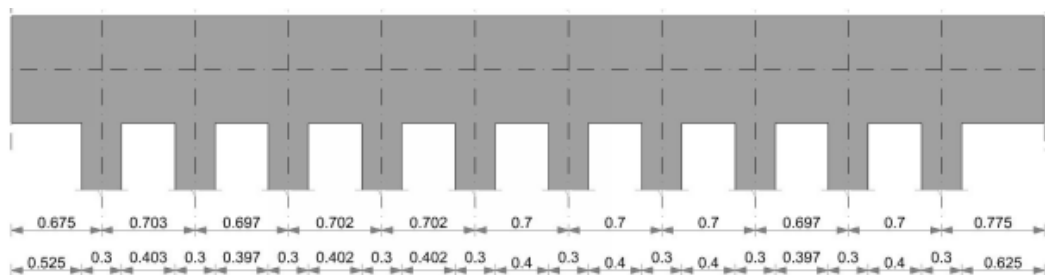
### Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione  $\psi$  scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 21916 \* 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	22206.4	950	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-137004	-165495	260834	1.58	Si
-	-	22909.5	319.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-160040	-188521	260834	1.38	Si
-	-	22606.4	950	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-142675	-171166	260834	1.52	Si
-	-	24308	334.7	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-139314	-167805	260834	1.55	Si
-	-	25009.5	919.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-148223	-176715	260834	1.48	Si
-	-	25709.5	319.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-130198	-158690	260834	1.64	Si
-	-	26409.5	919.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-159780	-188271	260834	1.39	Si
-	-	27109.5	319.4	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-133819	-162310	260834	1.61	Si
-	-	27806.4	950	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-183632	-212123	260834	1.23	Si
-	-	28506.4	350	1.15	1.35	229444	31390	0.1948	SLU 3	LT	-141235	-169727	260834	1.54	Si

Si riporta la verifica della trave di fondazione



## Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C25/30 Rck 30000

## Elenco delle sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Base	Altezza	Copriferro sup.	Copriferro inf.	Copriferro lat.
1	R 160x80	Rettangolare	1.6	0.8	0.035	0.035	0.035



**S.A.G.I. S.r.l.**  
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria  
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)  
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580  
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 – Folignano -



**PROGETTO INTEGRATO**

**STA** STUDIO TECNICO ASSOCIATO

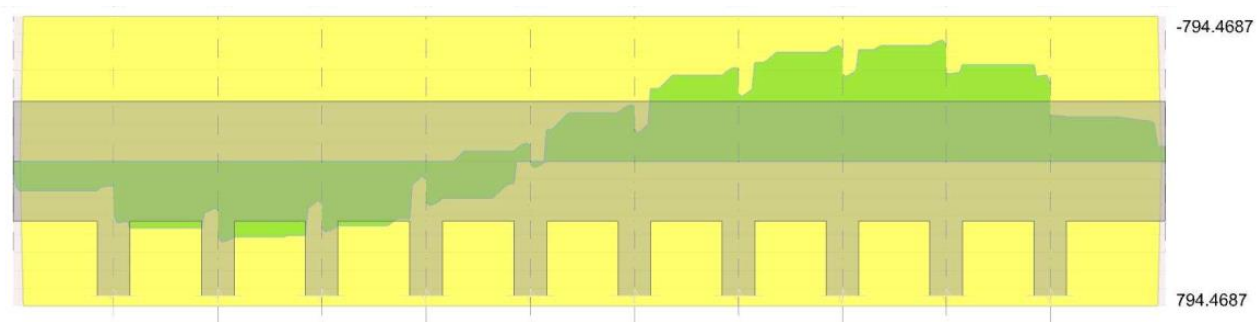


Figura 112 Verifica a flessione

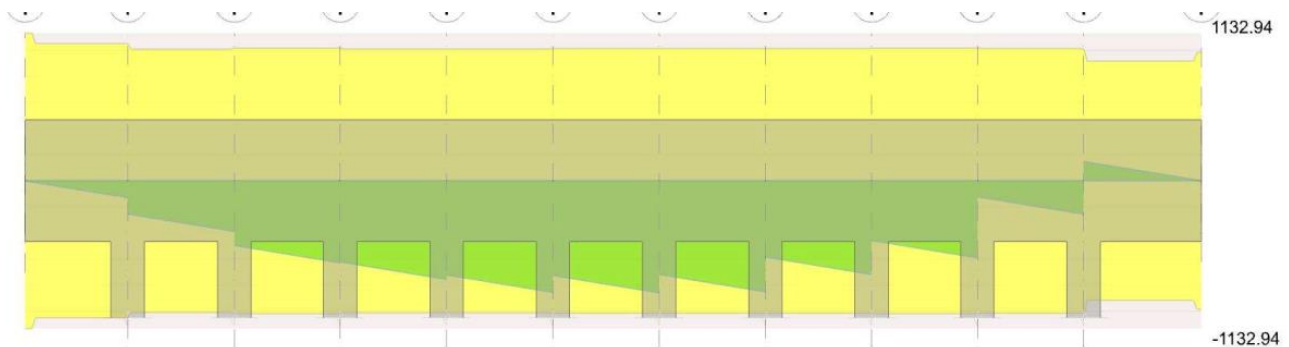


Figura 113 Verifica a Taglio

#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0	0	0	0	0	SLU 3	58.3054	0	0	0							S1
0.34	0.002827	0.057	0.002827	0.057	47.4515	SLU 3	162.6572	794.4687	0.079	4.88							S1
0.57	0.002827	0.057	0.002827	0.057	144.5048	SLU 3	162.6572	794.4687	0.079	4.88							S1
0.68	0.002827	0.057	0.002827	0.057	189.8106	SLU 3	138.5572	794.4687	0.079	5.73							S1

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0.34	0.0000402	0	0	-64.6	SLU 3	-64.6	-388.63	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	16.29	S1
0.57	0.0000402	0	0	-108.14	SLU 3	-108.14	-388.63	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	9.73	S1
0.68	0.0000402	0	0	-129.19	SLU 3	-129.19	-388.63	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	8.14	S1

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	0	1	44.8503	263	14940	0	360000	0	1	44.8503	263	11205			S1
0.34	36.502	1	125.1219	640	14940	9595	360000	36.502	1	125.1219	640	11205			S1
0.57	111.1599	1	125.1219	640	14940	9595	360000	111.1599	1	125.1219	640	11205			S1
0.68	146.0115	1	106.5853	545	14940	8173	360000	146.0115	1	106.5853	545	11205			S1



#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	291.2739	SLU 3	291.2739	794.4687	0.079	2.73							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	322.9882	SLU 3	365.0798	794.4687	0.079	2.18							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	251.0987	SLU 3	365.0798	794.4687	0.079	2.18							Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	289.5825	SLU 3	365.0798	794.4687	0.079	2.18							Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057	308.8426	SLU 3	269.3975	794.4687	0.079	2.95							Si

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000402	0.002827	0	-253.57	SLU 3	-253.57	-392.01	-3774.14	-1052.22	-1052.22	1	4.15	Si
0.11	0.0000386	0.002827	0	-274.62	SLU 3	-274.62	-392.01	-3774.14	-1010.29	-1010.29	1	3.68	Si
0.35	0.0000386	0.002827	0	-320.81	SLU 3	-320.81	-392.01	-3774.14	-1010.29	-1010.29	1	3.15	Si
0.59	0.0000386	0.002827	0	-367	SLU 3	-367	-392.01	-3774.14	-1010.29	-1010.29	1	2.75	Si
0.7	0.0000389	0.002827	0	-388.03	SLU 3	-388.03	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.63	Si

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma$ c	$\sigma$ c lim.	$\sigma$ f.	$\sigma$ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma$ c	$\sigma$ c lim.	$\sigma$ FRP	$\sigma$ FRP lim.	
0	214.1702	1	214.1702	1095	14940	16423	360000	214.1702	1	214.1702	1095	11205			Sì
0.11	239.2948	1	273.4294	1398	14940	20967	360000	239.2948	1	273.4294	1398	11205			Sì
0.35	185.5962	1	273.4294	1398	14940	20967	360000	185.5962	1	273.4294	1398	11205			Sì
0.59	216.8008	1	273.4294	1398	14940	20967	360000	216.8008	1	273.4294	1398	11205			Sì
0.7	232.3459	1	201.6387	1031	14940	15462	360000	232.3459	1	201.6387	1031	11205			Sì

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	410.5872	SLU 3	410.5872	794.4687	0.079	1.93							Si
0.02	0.002827	0.057	0.002827	0.057	459.2789	SLU 3	442.3138	794.4687	0.079	1.8							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	415.174	SLU 3	415.174	794.4687	0.079	1.91							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	407.0766	SLU 3	415.174	794.4687	0.079	1.91							Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	267.578	SLU 3	407.0766	794.4687	0.079	1.95							Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057	259.8423	SLU 3	234.1561	794.4687	0.079	3.39							Si

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-495.46	SLU 3	-495.46	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.06	Si
0.11	0.0000389	0.002827	0	-516.49	SLU 3	-516.49	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.97	Si
0.35	0.0000389	0.002827	0	-562.08	SLU 3	-562.08	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.81	Si

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0.59	0.0000389	0.002827	0	-607.67	SLU 3	-607.67	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.68	Si
0.7	0.0000389	0.002827	0	-628.69	SLU 3	-628.69	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.62	Si

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma c$	$\sigma c \text{ lim.}$	$\sigma f.$	$\sigma f \text{ lim.}$	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma c$	$\sigma c \text{ lim.}$	$\sigma \text{ FRP}$	$\sigma \text{ FRP lim.}$	
0	300.7694	1	300.7694	1538	14940	23063	360000	300.7694	1	300.7694	1538	11205			S1
0.11	305.8832	1	305.8832	1564	14940	23456	360000	305.8832	1	305.8832	1564	11205			S1
0.35	303.0923	1	305.8832	1564	14940	23456	360000	303.0923	1	305.8832	1564	11205			S1
0.59	199.2239	1	303.0923	1549	14940	23241	360000	199.2239	1	303.0923	1549	11205			S1
0.7	194.8593	1	174.3077	891	14940	13366	360000	194.8593	1	174.3077	891	11205			S1

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure



#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	361.8503	SLU 3	361.8503	794.4687	0.079	2.2							Si
0.02	0.002827	0.057	0.002827	0.057	407.9032	SLU 3	386.6873	794.4687	0.079	2.05							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	352.929	SLU 3	352.929	794.4687	0.079	2.25							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	313.9275	SLU 3	352.929	794.4687	0.079	2.25							Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	142.5389	SLU 3	313.9275	794.4687	0.079	2.53							Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057	121.2077	SLU 3	102.123	794.4687	0.079	7.78							Si

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-621.81	SLU 3	-621.81	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.64	Si
0.11	0.0000387	0.002827	0	-642.84	SLU 3	-642.84	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.57	Si
0.35	0.0000387	0.002827	0	-688.84	SLU 3	-688.84	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.47	Si
0.59	0.0000387	0.002827	0	-734.83	SLU 3	-734.83	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.38	Si
0.7	0.0000387	0.002827	0	-755.85	SLU 3	-755.85	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.34	Si

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente								Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.		Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	263.4838	1	263.4838	1347	14940	20204	360000	263.4838	1	263.4838	1347	11205					Si
0.11	258.582	1	258.582	1322	14940	19828	360000	258.582	1	258.582	1322	11205					Si
0.35	232.8724	1	258.582	1322	14940	19828	360000	232.8724	1	258.582	1322	11205					Si
0.59	105.3268	1	232.8724	1190	14940	17857	360000	105.3268	1	232.8724	1190	11205					Si
0.7	90.8792	1	75.2182	385	14940	5768	360000	90.8792	1	75.2182	385	11205					Si

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057	223.4473	SLU 3	223.4473	794.4687	0.079	3.56							Si
0.02	0.002827	0.057	0.002827	0.057	267.172	SLU 3	242.5607	794.4687	0.079	3.28							Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057	203.5744	SLU 3	203.5744	794.4687	0.079	3.9							Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057	19.3161	SLU 3	203.5744	794.4687	0.079	3.9	10.0472	SLU 1	-54.7427	-794.4687	0.079	14.51	Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057	-41.876	SLU 1	122.1197	794.4687	0.079	6.51	-54.7427	SLU 3	-54.7427	-794.4687	0.079	14.51	Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-87.0199	SLU 3	-87.0199	-794.4687	0.079	9.13	Si

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000387	0.002827	0	-721.38	SLU 3	-721.38	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.4	Si
0.11	0.0000387	0.002827	0	-742.39	SLU 3	-742.39	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.36	Si
0.35	0.0000387	0.002827	0	-788.37	SLU 3	-788.37	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.28	Si
0.59	0.0000387	0.002827	0	-834.35	SLU 3	-834.35	-392.01	-3774.14	-1012.46	-1012.46	1	1.21	Si
0.7	0.0000388	0.002827	0	-855.35	SLU 3	-855.35	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.19	Si

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente								Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.		Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	159.7214	1	159.7214	817	14940	12248	360000	159.7214	1	159.7214	817	11205					Si
0.11	146.7395	1	146.7395	750	14940	11252	360000	146.7395	1	146.7395	750	11205					Si
0.35	10.0472	1	146.7395	750	14940	11252	360000	10.0472	1	146.7395	750	11205					Si
0.59	-41.876	1	-41.876	214	14940	3211	360000	-41.876	1	-41.876	214	11205					Si
0.7	-64.3996	1	-64.3996	329	14940	4938	360000	-64.3996	1	-64.3996	329	11205					Si

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure



### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388	15.2625	SLU 3	15.2625	794.4687	0.079	52.05							S1
0.11	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-8.9533	SLU 1	-171.4215	-794.4687	0.079	4.63	S1
0.35	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-68.8282	SLU 3	-264.5045	-794.4687	0.079	3	S1
0.59	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-264.5045	SLU 3	-264.5045	-794.4687	0.079	3	S1
0.68	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-337.8529	SLU 3	-308.5301	-794.4687	0.079	2.58	S1
0.7	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-297.3334	SLU 3	-297.3334	-794.4687	0.079	2.67	S1

### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000388	0.002827	0	-725.55	SLU 3	-725.55	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.4	S1
0.11	0.0000388	0.002827	0	-746.55	SLU 3	-746.55	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.36	S1
0.35	0.0000388	0.002827	0	-792.37	SLU 3	-792.37	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.28	S1
0.59	0.0000388	0.002827	0	-838.18	SLU 3	-838.18	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.21	S1
0.7	0.0000388	0.002827	0	-859.17	SLU 3	-859.17	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.18	S1

### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente								Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.		Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	4.4562	1	4.4562	23	14940	342	360000	4.4562	1	4.4562	23	11205					S1
0.11	-8.9533	1	-132.2282	676	14940	10139	360000	-8.9533	1	-132.2282	676	11205					S1
0.35	-52.816	1	-198.2532	1013	14940	15202	360000	-52.816	1	-198.2532	1013	11205					S1
0.59	-198.2532	1	-198.2532	1013	14940	15202	360000	-198.2532	1	-198.2532	1013	11205					S1
0.7	-221.1763	1	-221.1763	1131	14940	16960	360000	-221.1763	1	-221.1763	1131	11205					S1

### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-195.1407	SLU 3	-174.1209	-794.4687	0.079	4.56	S1
0.11	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-214.7601	SLU 3	-397.58	-794.4687	0.079	2	S1
0.35	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-397.58	SLU 3	-470.3816	-794.4687	0.079	1.69	S1
0.59	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-470.3816	SLU 3	-470.3816	-794.4687	0.079	1.69	S1
0.68	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-543.0626	SLU 3	-514.0029	-794.4687	0.079	1.55	S1
0.7	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-502.3632	SLU 3	-502.3632	-794.4687	0.079	1.58	S1

### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrzd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000388	0.002827	0	-717.9	SLU 3	-717.9	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.41	S1
0.11	0.0000388	0.002827	0	-738.89	SLU 3	-738.89	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.37	S1
0.35	0.0000388	0.002827	0	-784.69	SLU 3	-784.69	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.29	S1
0.59	0.0000388	0.002827	0	-830.48	SLU 3	-830.48	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.22	S1
0.7	0.0000388	0.002827	0	-851.47	SLU 3	-851.47	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.19	S1

### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara								Quasi permanente								Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.		Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.		
0	-152.3807	1	-135.0539	690	14940	10356	360000	-152.3807	1	-135.0539	690	11205					S1
0.11	-165.1571	1	-300.736	1537	14940	23061	360000	-165.1571	1	-300.736	1537	11205					S1
0.35	-300.736	1	-351.6856	1798	14940	26968	360000	-300.736	1	-351.6856	1798	11205					S1
0.59	-351.6856	1	-351.6856	1798	14940	26968	360000	-351.6856	1	-351.6856	1798	11205					S1
0.7	-373.9716	1	-373.9716	1912	14940	28677	360000	-373.9716	1	-373.9716	1912	11205					S1

### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-400.4778	SLU 3	-372.1028	-794.4687	0.079	2.14	S1
0.11	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-405.3863	SLU 3	-540.9694	-794.4687	0.079	1.47	S1
0.35	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-435.0758	SLU 3	-596.8012	-794.4687	0.079	1.33	S1
0.59	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-596.8012	SLU 3	-596.8012	-794.4687	0.079	1.33	S1
0.68	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-657.8868	SLU 3	-633.3952	-794.4687	0.079	1.25	S1
0.7	0.002 827	0.057 0.0000388	0.002 827	0.057 0.0000388							-614.0655	SLU 3	-614.0655	-794.4687	0.079	1.29	S1





#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000388	0.002827	0	-584.17	SLU 3	-584.17	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.74	Si
0.11	0.0000388	0.002827	0	-605.15	SLU 3	-605.15	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.68	Si
0.35	0.0000388	0.002827	0	-650.93	SLU 3	-650.93	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.56	Si
0.59	0.0000388	0.002827	0	-696.69	SLU 3	-696.69	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	1.46	Si
0.7	0.0000388	0.002827	0	-717.67	SLU 3	-717.67	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.42	Si

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-305.462	1	-282.6573	1445	14940	21675	360000	-305.462	1	-282.6573	1445	11205			Si
0.11	-307.2821	1	-407.7248	2084	14940	31265	360000	-307.2821	1	-407.7248	2084	11205			Si
0.35	-325.8533	1	-445.9909	2280	14940	34199	360000	-325.8533	1	-445.9909	2280	11205			Si
0.59	-445.9909	1	-445.9909	2280	14940	34199	360000	-445.9909	1	-445.9909	2280	11205			Si
0.7	-457.3157	1	-457.3157	2338	14940	35068	360000	-457.3157	1	-457.3157	2338	11205			Si

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-512.5792	SLU 3	-477.4994	-794.4687	0.079	1.66	Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-503.8171	SLU 3	-611.2255	-794.4687	0.079	1.3	Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-502.8387	SLU 3	-633.2292	-794.4687	0.079	1.25	Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-633.2292	SLU 3	-633.2292	-794.4687	0.079	1.25	Si
0.67	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-683.3426	SLU 3	-663.1497	-794.4687	0.079	1.2	Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-636.7529	SLU 3	-636.7529	-794.4687	0.079	1.25	Si

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-457.53	SLU 3	-457.53	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.23	Si
0.11	0.0000389	0.002827	0	-478.5	SLU 3	-478.5	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	2.13	Si
0.35	0.0000389	0.002827	0	-523.96	SLU 3	-523.96	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.94	Si
0.59	0.0000389	0.002827	0	-569.41	SLU 3	-569.41	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.79	Si
0.7	0.0000389	0.002827	0	-590.37	SLU 3	-590.37	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	1.73	Si

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-389.1316	1	-361.344	1847	14940	27708	360000	-389.1316	1	-361.344	1847	11205			Si
0.11	-380.7854	1	-460.2645	2353	14940	35294	360000	-380.7854	1	-460.2645	2353	11205			Si
0.35	-376.5509	1	-473.3698	2420	14940	36299	360000	-376.5509	1	-473.3698	2420	11205			Si
0.59	-473.3698	1	-473.3698	2420	14940	36299	360000	-473.3698	1	-473.3698	2420	11205			Si
0.7	-474.4747	1	-474.4747	2426	14940	36383	360000	-474.4747	1	-474.4747	2426	11205			Si

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-535.759	SLU 3	-481.9616	-794.4687	0.079	1.65	Si
0.11	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-489.8212	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.23	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-508.8839	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.35	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-529.5929	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.59	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-459.3255	SLU 3	-529.5929	-794.4687	0.079	1.5	Si
0.7	0.002827	0.057	0.002827	0.057							-425.7265	SLU 3	-425.7265	-794.4687	0.079	1.87	Si

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotgθ	coeff	Verifica
0	0.0000389	0.002827	0	-121.95	SLU 3	-121.95	-392.01	-3774.14	-1019.03	-1019.03	1	8.36	Si
0.11	0.0000388	0.002827	0	-142.9	SLU 3	-142.9	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	7.1	Si
0.35	0.0000388	0.002827	0	-188.62	SLU 3	-188.62	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	5.38	Si
0.59	0.0000388	0.002827	0	-234.32	SLU 3	-234.32	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	4.33	Si
0.7	0.0000388	0.002827	0	-255.26	SLU 3	-255.26	-392.01	-3774.14	-1014.64	-1014.64	1	3.97	Si

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ f.	σ f lim.	Mela	Comb.	Mdes	σ c	σ c lim.	σ FRP	σ FRP lim.	
0	-406.7368	1	-364.9947	1866	14940	27988	360000	-406.7368	1	-364.9947	1866	11205			Si
0.11	-370.6812	1	-399.7068	2043	14940	30650	360000	-370.6812	1	-399.7068	2043	11205			Si
0.35	-399.7068	1	-399.7068	2043	14940	30650	360000	-399.7068	1	-399.7068	2043	11205			Si
0.59	-344.0876	1	-399.7068	2043	14940	30650	360000	-344.0876	1	-399.7068	2043	11205			Si





	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma_c$	$\sigma_c$ lim.	$\sigma_f$	$\sigma_f$ lim.	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma_c$	$\sigma_c$ lim.	$\sigma_{FRP}$	$\sigma_{FRP}$ lim.	
0.7	-317.5242	1	-317.5242	1623	14940	24348	360000	-317.5242	1	-317.5242	1623	11205			S1

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

#### Verifiche a flessione in famiglia SLU

x	A sup.	C.b. sup.	A inf.	C.b. inf.	M+ela	Comb.	M+des	M+ult	x/d	coeff	M-ela	Comb.	M-des	M-ult	x/d	coeff	Verifica
0	0.002827	0.057827	0.002827	0.057827							-325.1293	SLU 3	-250.032	-794.4687	0.079	3.18	S1
0.11	0.002827	0.057827	0.002827	0.057827							-243.073	SLU 3	-243.073	-794.4687	0.079	3.27	S1
0.39	0.002827	0.057827	0.002827	0.057827							-81.28	SLU 3	-243.073	-794.4687	0.079	3.27	S1
0.75	0	0	0	0	-51.5864	SLU 1	0	0	0	++	-67.0623	SLU 3	-79.3407	0	0	0	S1
0.78	0	0	0	0	0	SLU 1	0	0	0	++	0	SLU 3	-77.6342	0	0	0	S1

#### Verifiche a taglio in famiglia SLU

x	A st	A sl	A sag	Vela	Comb.	Vdes	Vrd	Vrcd	Vrsd	Vult	cotg $\theta$	coeff	Verifica
0	0.0000388	0	0	147.47	SLU 3	147.47	388.63	3774.14	1014.64	1014.64	1	6.88	S1
0.03	0.000035	0	0	142.55	SLU 3	142.55	388.63	3774.14	916.45	916.45	1	6.43	S1
0.11	0.000035	0	0	126.53	SLU 3	126.53	388.63	3774.14	916.45	916.45	1	7.24	S1
0.39	0.000035	0	0	73.71	SLU 3	73.71	388.63	3774.14	916.45	916.45	1	12.43	S1

#### Verifiche delle tensioni in esercizio

x	Rara							Quasi permanente							Verifica
	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma_c$	$\sigma_c$ lim.	$\sigma_f$	$\sigma_f$ lim.	Mela	Comb.	Mdes	$\sigma_c$	$\sigma_c$ lim.	$\sigma_{FRP}$	$\sigma_{FRP}$ lim.	
0	-250.1041	1	-192.3363	983	14940	14749	360000	-250.1041	1	-192.3363	983	11205			S1
0.11	-186.9827	1	-186.9827	956	14940	14338	360000	-186.9827	1	-186.9827	956	11205			S1
0.39	-62.5243	1	-186.9827	956	14940	14338	360000	-62.5243	1	-186.9827	956	11205			S1
0.78	0	1	0	0	14940	0	360000	0	1	0	0	11205			S1

#### Verifica di apertura delle fessure

La campata non presenta apertura delle fessure

Si riporta la verifica a punzonamento della trave di fondazione. Si ritiene tuttavia che la presenza di armature a taglio costituite da staffe chiuse, tipicamente usate per le travi, esclude la possibile formazione di un cuneo di punzonamento, tale verifica risulta essere dunque tracciabile rispetto alla verifica puntuale a taglio della trave.

#### Verifiche punzonamento

##### Zone di punzonamento considerate

Nome	Lato punzonante	Verticali inferiori	Verticali superiori
Z1	Inferiore	Palo (3871.4; 95; Fondazione) [cm]	
Z2	Inferiore	Palo (3941.4; 95; Fondazione) [cm]	
Z3	Inferiore	Palo (3801.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z4	Inferiore	Palo (3781.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z5	Inferiore	Palo (3661.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z6	Inferiore	Palo (3591.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z7	Inferiore	Palo (3521.5; 33.5; Fondazione) [cm]	
Z8	Inferiore	Palo (3451.4; 95; Fondazione) [cm]	
Z9	Inferiore	Palo (3381.7; 31.9; Fondazione) [cm]	
Z10	Inferiore	Palo (3311.4; 95; Fondazione) [cm]	

##### Verifiche punzonamento U0 SLU

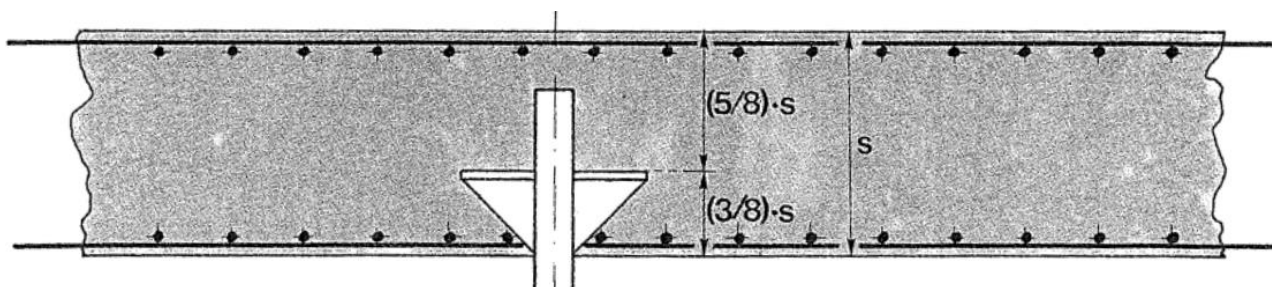
Zona	Lato	Comb.	ved	vrđ,max	d	U0	VEđ	Peso	Suolo	$\beta$	M1	M2	W11	W12	$\beta$	c.s.	Verifica
Z2	Inf.	SLU 3	8.67	28.22	75.2	68.7	44750	96	0	Pers.					1	3.2544	S1
Z1	Inf.	SLU 3	8.24	28.22	75.2	68.7	42561	96	0	Pers.					1	3.4241	S1
Z4	Inf.	SLU 3	8.08	28.22	75.2	68.7	26222	96	0	Pers.					1	5.5575	S1

Zona	Lato	Comb.	ved	vrđ,max	d	U0	VEđ	Peso	Suolo	$\beta$	M1	M2	W11	W12	$\beta$	c.s.	Verifica
Z3	Inf.	SLU 3	4.99	28.22	75.2	68.7	25768	96	0	Pers.					1	5.6556	S1
Z6	Inf.	SLU 3	2.78	28.22	75.2	68.7	14380	96	0	Pers.					1	10.134	S1

##### Verifiche punzonamento U1 SLU

Zona	Lato	Comb.	ved	vrđ,c	d	Offset	U1	VEđ	Peso	Suolo	$\beta$	M1	M2	W11	W12	$\beta$	c.s.	Verifica
Z2	Inf.	SLU 3	3.31	3.49	75.2	150.4	160	39862	5014	0	Pers.					1	1.0543	S1
Z1	Inf.	SLU 3	3.01	3.49	75.2	150.4	160	36188	6470	0	Pers.					1	1.1609	S1
Z3	Inf.	SLU 3	1.49	3.49	75.2	150.4	160	17945	7919	0	Pers.					1	2.3393	S1
Z4	Inf.	SLU 3	1.41	3.49	75.2	150.4	160	16943	9375	0	Pers.					1	2.4775	S1
Z6	Inf.	SLU 3	0.32	3.51	75.2	150.4	322	7789	6688	0	Pers.					1	10.6982	S1

Si riporta la verifica dell'ancoraggio testa palo/trave di fondazione realizzato mediante una piastra in acciaio saldata alla testa del palo, di dimensioni 30 cm x 30 cm.



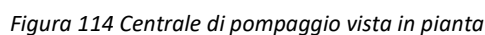
Per la piastra quadrata di lato  $l$  si ha che  $F = f_{cd} \times l^2$  da cui si ricava il valore minimo del lato della piastra.

Nmax	45000 kg
Verifica piastra quadrata	
base piastra=	200 mm
altezza piastra=	200 mm
$\sigma_{cmax}$ =	6.25E-09
$f_{cd}$ =	14.17 Mpa
$l$ minimo piastra=	178.23 mm

#### PROGETTO FONDAZIONE GRUPPO ANTINCENDIO

Si prevede la progettazione ex novo di una platea di fondazione per l'installazione del sistema di accumulo del gruppo antincendio e della centrale di pompaggio. Il sistema di accumulo è costituito da n°2 serbatoi orizzontali da ESTERNO, TIPO MAJITEKNO MF CO 3 O SIMILARI della> A.1.67 capacità di 3 m³ utili. Struttura parallelepipedica orizzontale, realizzata in lamiera saldate di acciaio DIMENSIONE 700X3200XH1900.

La fondazione sarà costituita da una platea in C25/30 di spessore cm su 8 micropali costituiti da tubi circolari in acciaio tipo UNI10219 101.6x8 in acciaio S355 in diametro di perforazione di 220 mm. La lunghezza dei pali è di 12 m.





ID:	Centrale di pompaggio					
tipo:						
	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Platea c.a	0.40	1.00	1.00	1.00	25	10.00
gk1						10.00
tipo:	VE.04-SI.03					
massetto	0.05	1.00	1.00	1.00	22	1.10
sottofondo	0.03	1.00	1.00	1.00	20	0.60
pavimento	0.02	1.00	1.00	1.00	20	0.30
tramezzi						0.80
gk2						2.80
tipo:	VE.04-SI.03					
qk	cat. H					0.50
Carichi antincendio	s	b	l/h	passo	y	peso
	[m]	[m]	[m]		[kN/m3]	[kN/m2]
Serbatorio di accumulo 3 mc	1.90	3.20	1.40	1.50	10	17.73
						kN
Elettropompa						0.46

La progettazione e verifica della fondazione a platea su micropali segue le definizioni del capitolo relativo alla progettazione della fondazione su pali delle pareti ex-novo in mattoni.

Si riportano nel seguito le sollecitazioni principali dei pali allo SLU.

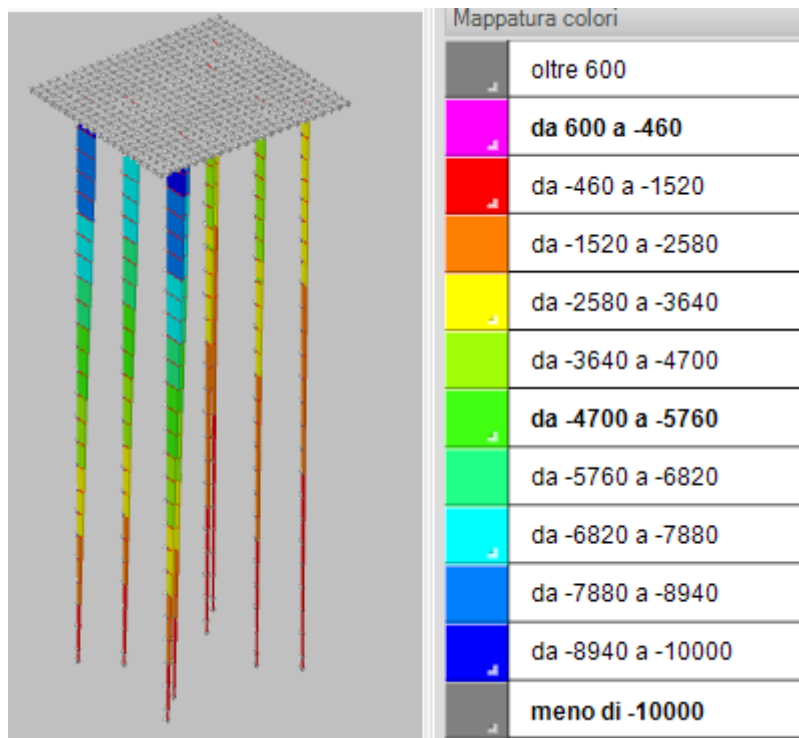


Figura 116 Sforzo normale N [kg]

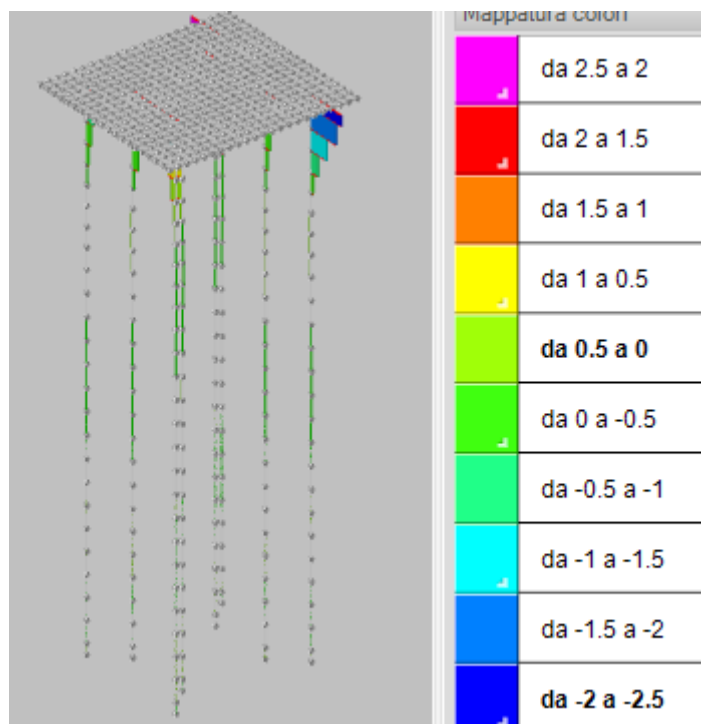


Figura 117 Taglio F2[kg]

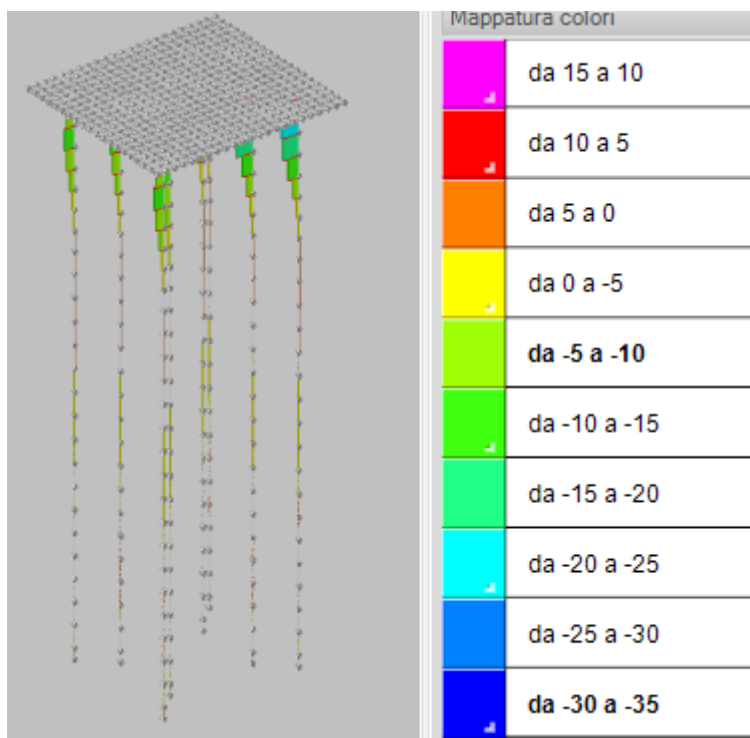


Figura 118 Taglio F3 [kg]

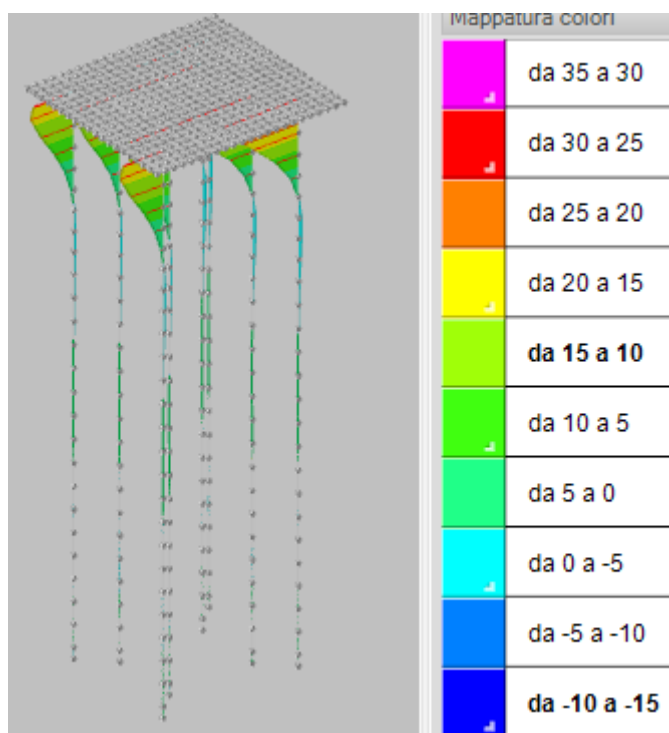


Figura 119 Momento M2 [kgm]

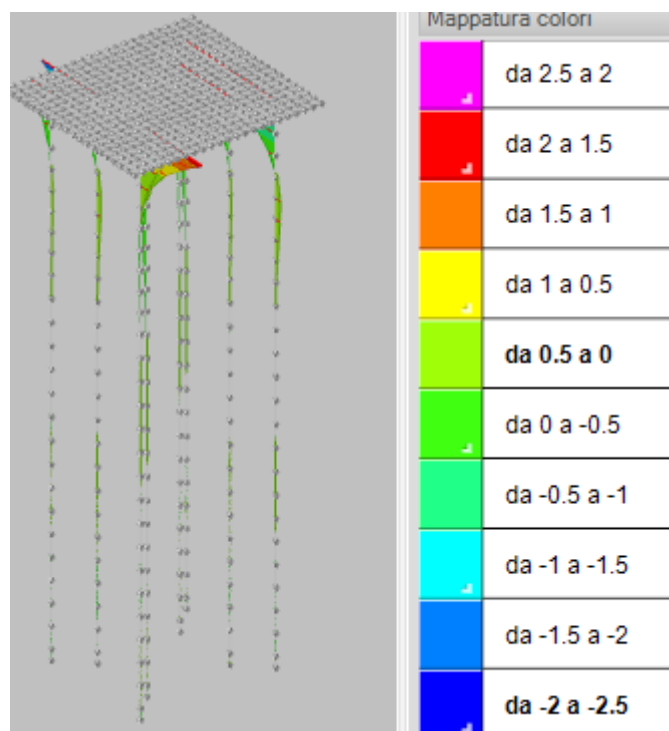


Figura 120 Momento M3 [kgm]

Si riporta la verifica del sistema di micropali.





## Caratteristiche geometriche

Tubo in acciaio UNI10219 101.6x8  
Diametro tubo 102 mm  
Spessore tubo 8 mm  
Lunghezza 12000 mm

## Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C16/20  
Acciaio S355

## Verifiche secondo DM18

Posizione					Taglio						PressoFlessione								Verifica
Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf			
-200	-	-	4095	2112	-56	18	0	SLU 8	279043	4780.24	-12582	160723	-74334	SLU 3	22674285	140.65	SL		
-200	-	-	5995	2112	86	-8	0	SLU 8	279043	3249.35	5905	265938	-48991	SLU 8	22674285	85.24	SL		
-200	-	-	6595	2712	83	-23	0	SLU 8	279043	3225.26	17079	264409	-36585	SLU 8	22674285	85.58	SL		
-200	-	-	3495	2712	-53	7	0	SLU 8	279043	5236.12	-5606	162717	-82669	SLU 3	22674285	139.27	SL		
-200	-	-	6595	12	83	23	0	SLU 8	279043	3225.19	-17073	264411	-36585	SLU 8	22674285	85.58	SL		
-200	-	-	4095	612	-56	-18	0	SLU 8	279043	4779.6	12578	160716	-74333	SLU 3	22674285	140.65	SL		
-200	-	-	3495	12	-53	-7	0	SLU 8	279043	5237.33	5609	162725	-82669	SLU 3	22674285	139.26	SL		
-200	-	-	5995	612	86	8	0	SLU 8	279043	3249.31	-5899	265938	-48990	SLU 8	22674285	85.24	SL		
-1437	-	-	5995	612	122	2	0	SLU 8	279043	2295.95	-148	49921	-44553	SLU 8	22674285	454.2	SL		
-1437	-	-	3495	12	87	-2	0	SLU 8	279043	3196.42	128	47216	-85939	SLU 8	22674285	479.21	SL		
-1437	-	-	4095	612	87	-4	0	SLU 8	279043	3218.92	330	47263	-77723	SLU 8	22674285	479.73	SL		
-1437	-	-	6595	2712	121	-6	0	SLU 8	279043	2303.3	429	49884	-32741	SLU 8	22674285	454.52	SL		
-1437	-	-	6595	12	121	6	0	SLU 8	279043	2303.3	-428	49884	-32741	SLU 8	22674285	454.52	SL		
-1437	-	-	3495	2712	87	2	0	SLU 8	279043	3196.52	-127	47216	-85939	SLU 8	22674285	479.21	SL		

Quota	Filo	Ind.	Xp	Yp	Tx	Ty	Mt	Comb.	Vrd	C.S.tt	Mx	My	N	Comb.	Mrd	C.S.pf	
-1437	-	-	4095	2112	87	4	0	SLU 8	279043	3218.8	-329	47264	-77723	SLU 8	22674285	479.73	SL
-1437	-	-	5995	2112	122	-2	0	SLU 8	279043	2295.95	148	49921	-44553	SLU 8	22674285	454.2	SL
-2674	-	-	4095	612	4	0	0	SLU 1	279043	10000	-862	-5075	-61581	SLU 2	22674285	4404.49	SL
-2674	-	-	6595	2712	1	0	0	SLU 1	279043	10000	-1170	-12015	-28994	SLU 8	22674285	1878.33	SL
-2674	-	-	4095	2112	4	0	0	SLU 1	279043	10000	862	-5076	-61581	SLU 2	22674285	4404.03	SL
-2674	-	-	5995	612	1	0	0	SLU 1	279043	10000	404	-12119	-39298	SLU 8	22674285	1869.86	SL
-2674	-	-	3495	2712	4	0	0	SLU 1	279043	10000	384	-5212	-69549	SLU 2	22674285	4338.25	SL
-2674	-	-	3495	12	4	0	0	SLU 1	279043	10000	-384	-5213	-69549	SLU 3	22674285	4337.74	SL
-2674	-	-	6595	12	1	0	0	SLU 1	279043	10000	1170	-12015	-28994	SLU 8	22674285	1878.33	SL
-2674	-	-	5995	2112	1	0	0	SLU 1	279043	10000	-405	-12119	-39299	SLU 8	22674285	1869.87	SL
-3910	-	-	5995	2112	-4	0	0	SLU 1	279043	10000	-51	-4856	-33769	SLU 8	22674285	4669.11	SL
-3910	-	-	3495	2712	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	44	-3959	-66125	SLU 8	22674285	5726.47	SL
-3910	-	-	6595	12	-3	0	0	SLU 1	279043	10000	147	-4843	-25041	SLU 8	22674285	4679.87	SL
-3910	-	-	3495	12	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	-44	-3959	-66125	SLU 8	22674285	5726.38	SL
-3910	-	-	4095	612	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	-113	-3941	-59236	SLU 8	22674285	5751.04	SL
-3910	-	-	6595	2712	-3	0	0	SLU 1	279043	10000	-147	-4843	-25041	SLU 8	22674285	4679.87	SL
-3910	-	-	5995	612	-4	0	0	SLU 1	279043	10000	51	-4856	-33769	SLU 8	22674285	4669.12	SL
-3910	-	-	4095	2112	-2	0	0	SLU 1	279043	10000	114	-3941	-59236	SLU 8	22674285	5750.92	SL
-5147	-	-	6595	12	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-32	148	-14970	SLU 1	22674285	10000	SL
-5147	-	-	4095	612	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	26	-74	-29929	SLU 1	22674285	10000	SL
-5147	-	-	4095	2112	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-26	-74	-29929	SLU 1	22674285	10000	SL
-5147	-	-	5995	2112	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	9	151	-18743	SLU 1	22674285	10000	SL
-5147	-	-	3495	2712	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-8	-70	-32028	SLU 1	22674285	10000	SL
-5147	-	-	6595	2712	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	32	148	-14971	SLU 1	22674285	10000	SL
-5147	-	-	5995	612	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	-9	151	-18743	SLU 1	22674285	10000	SL
-5147	-	-	3495	12	-1	0	0	SLU 1	279043	10000	8	-70	-32028	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-21733	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-14188	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-14188	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-11500	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-23656	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-23656	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	52	-11500	SLU 1	22674285	10000	SL
-7002	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	48	-21733	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	1	-3	-18707	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	-1	-3	-18707	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	1	-11	-10219	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-20302	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-20302	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	-1	-11	-10219	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-11	-12449	SLU 1	22674285	10000	SL
-8239	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-11	-12449	SLU 1	22674285	10000	SL
-9476	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-13062	SLU 1	22674285	10000	SL
-9476	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-14069	SLU 1	22674285	10000	SL
-9476	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-13062	SLU 1	22674285	10000	SL
-9476	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-7703	SLU 1	22674285	10000	SL



-9476	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-9111	SLU 1	22674285	10000	Si
-9476	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-4	-9111	SLU 1	22674285	10000	Si
-9476	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-14069	SLU 1	22674285	10000	Si
-9476	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	-3	-7703	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9974	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9974	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-6181	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-7020	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-7020	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9374	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-9374	SLU 1	22674285	10000	Si
-1071	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-6181	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	4095	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4115	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	5995	2112	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4041	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	4095	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4115	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	5995	612	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4041	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	3495	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4133	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	6595	2712	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4015	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	6595	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4015	SLU 1	22674285	10000	Si
-1194	-	-	3495	12	0	0	0	SLU 1	279043	10000	0	0	-4133	SLU 1	22674285	10000	Si

### Verifica di capacità portante per la famiglia SLU

#### Verifica di capacità portante verticale riferita al palo singolo

Fattore di correlazione  $\psi$  scelto in base alla conoscenza del sito = 1.7

Peso del palo = 12914 \* 1.3

Filo	Ind.	Xp	Yp	yR laterale	yR punta	Pl,d	Pp,d	Def.vol	Comb.	Cnd	N	Ed	Rd	C.S.	Verifica
-	-	3495.1	11.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-90452	-107241	129318	1.21	Si
-	-	3495.1	2711.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-90452	-107241	129318	1.21	Si
-	-	4095.1	611.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-82237	-99025	129318	1.31	Si
-	-	4095.1	2111.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-82237	-99025	129318	1.31	Si
-	-	5995.1	611.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-48990	-65779	129318	1.97	Si
-	-	5995.1	2111.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-48990	-65779	129318	1.97	Si
-	-	6595.1	11.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-36585	-53373	129318	2.42	Si
-	-	6595.1	2711.9	1.15	1.35	106216	23102	0.1434	SLU 8	LT	-36585	-53373	129318	2.42	Si

Si riportano le principali sollecitazioni sulla platea.

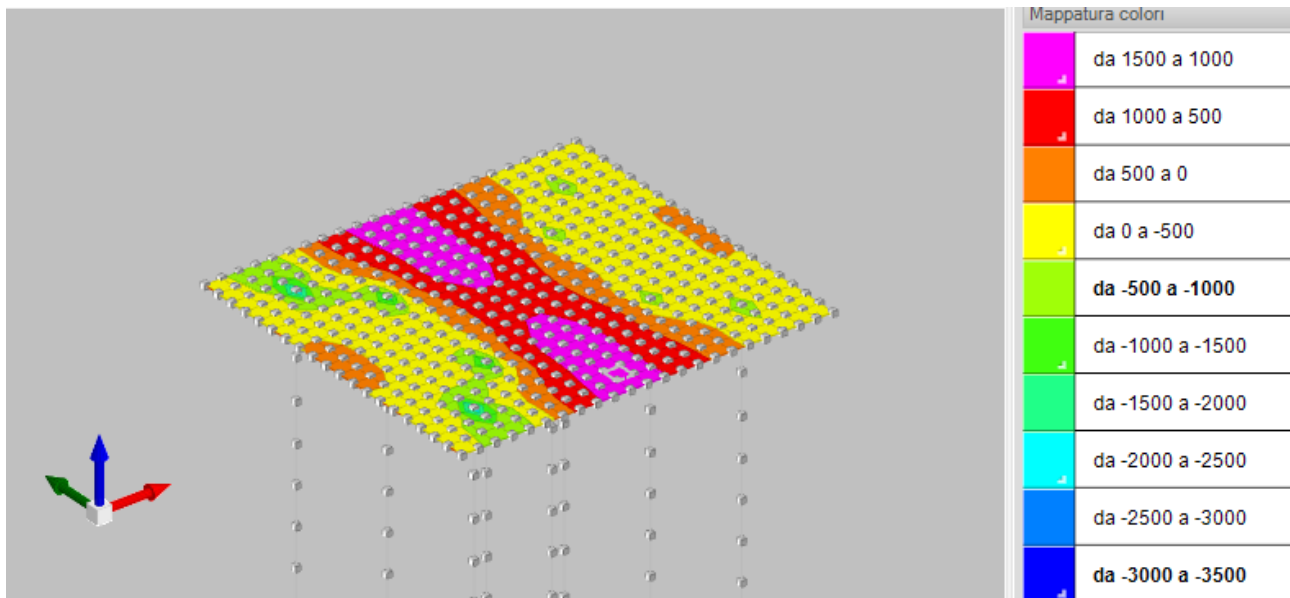


Figura 121 Momento Mxx in kgm/m

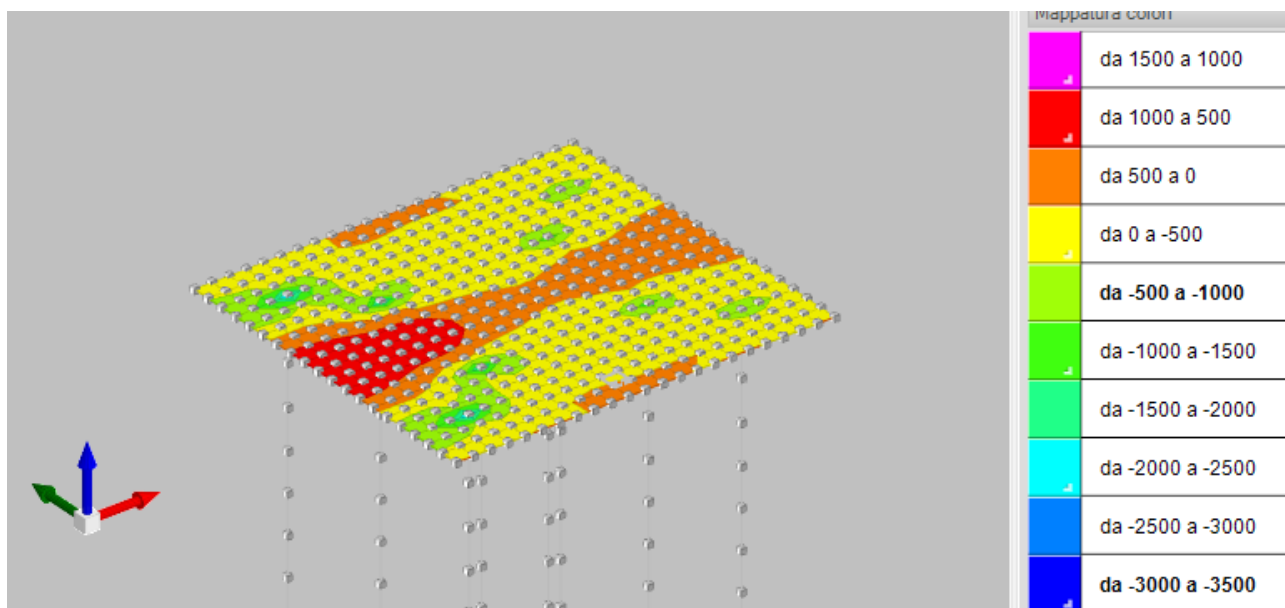


Figura 122 Momento Myy in kgm/m

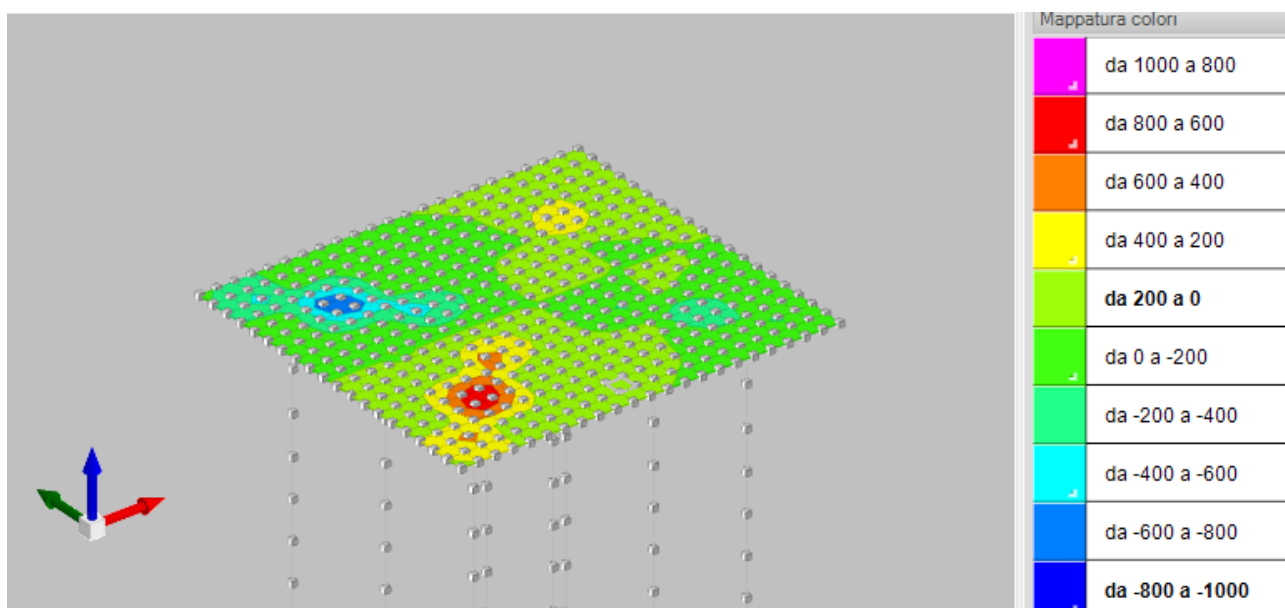


Figura 123 Momento Mxy in kgm/m

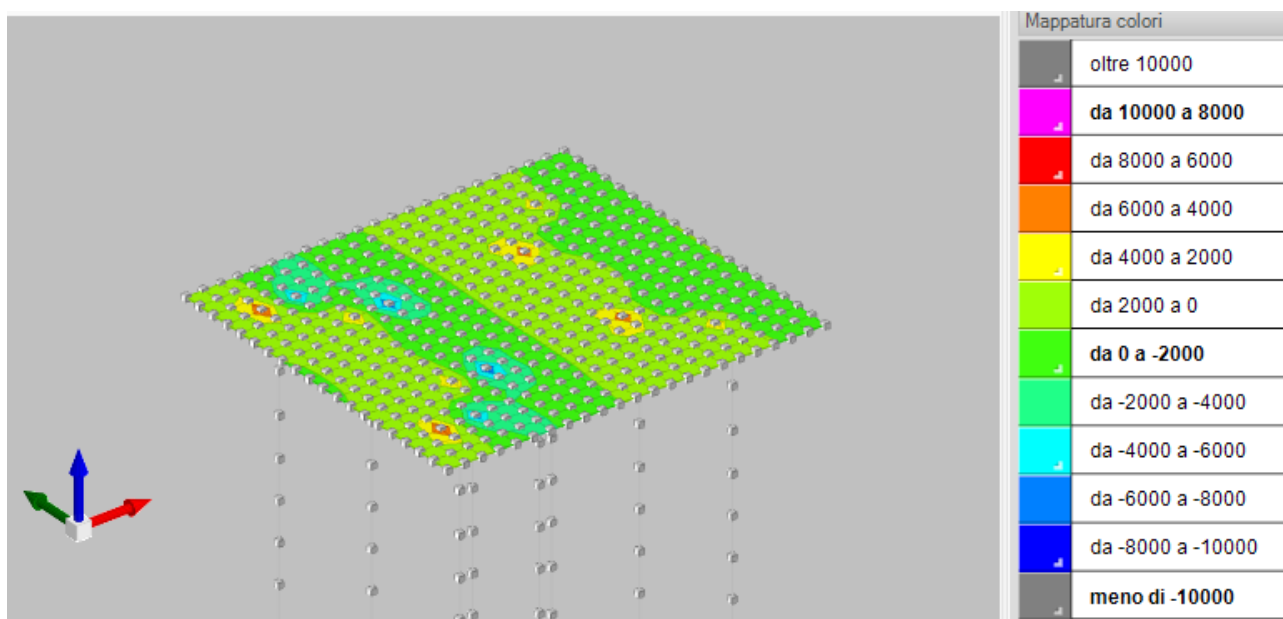


Figura 124 Taglio Vx in kg/m

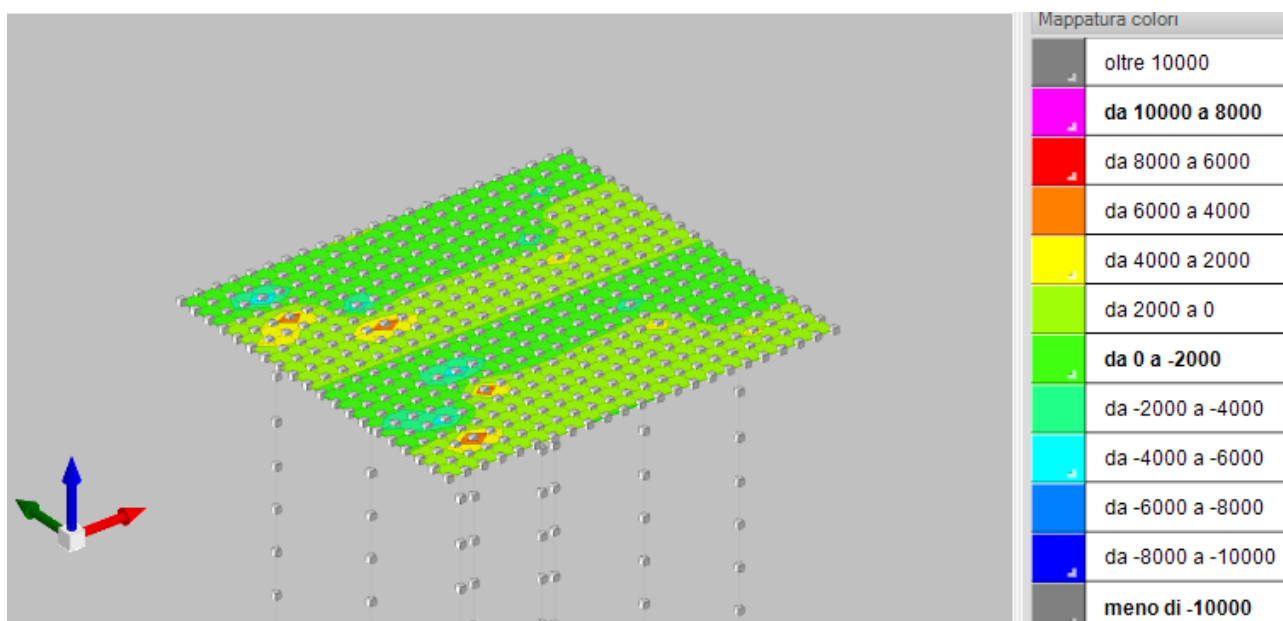


Figura 125 Taglio Vy in kg/m

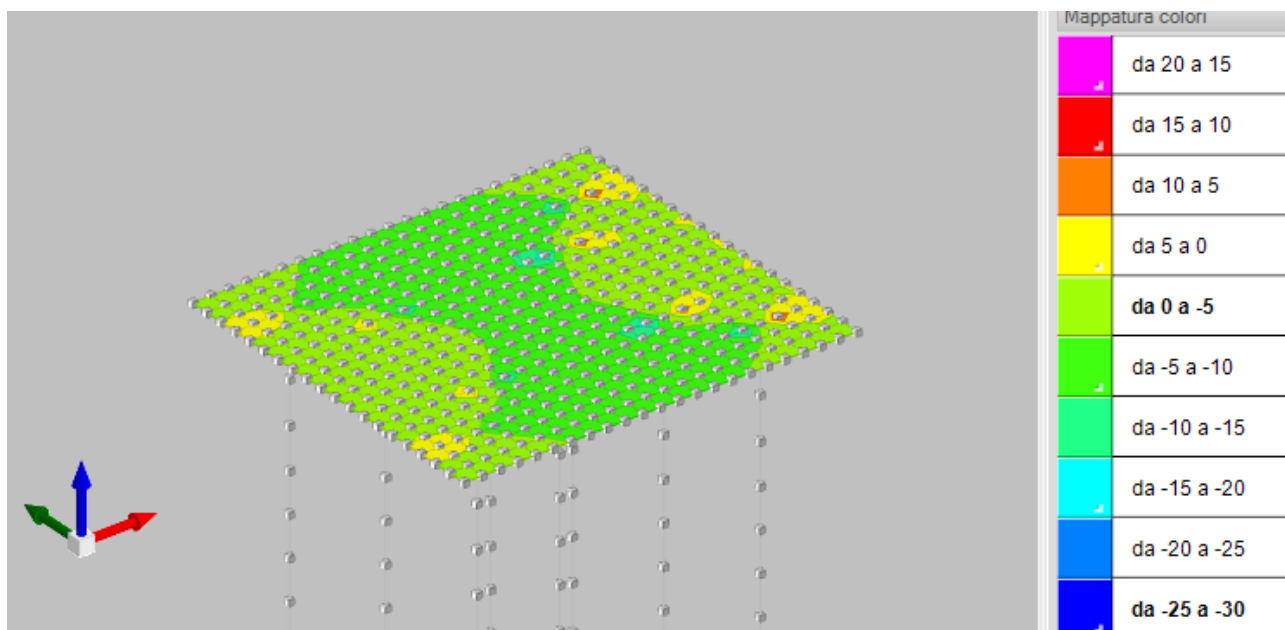


Figura 126 Fxx in kg/m

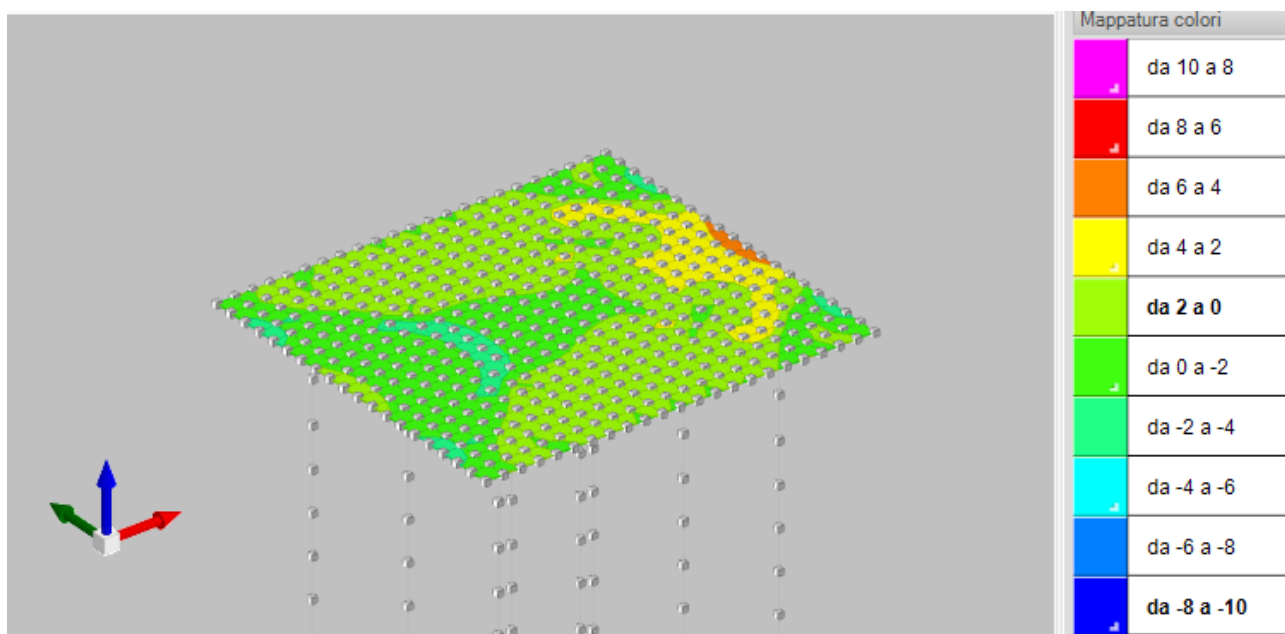


Figura 127 Fyy in kg/m



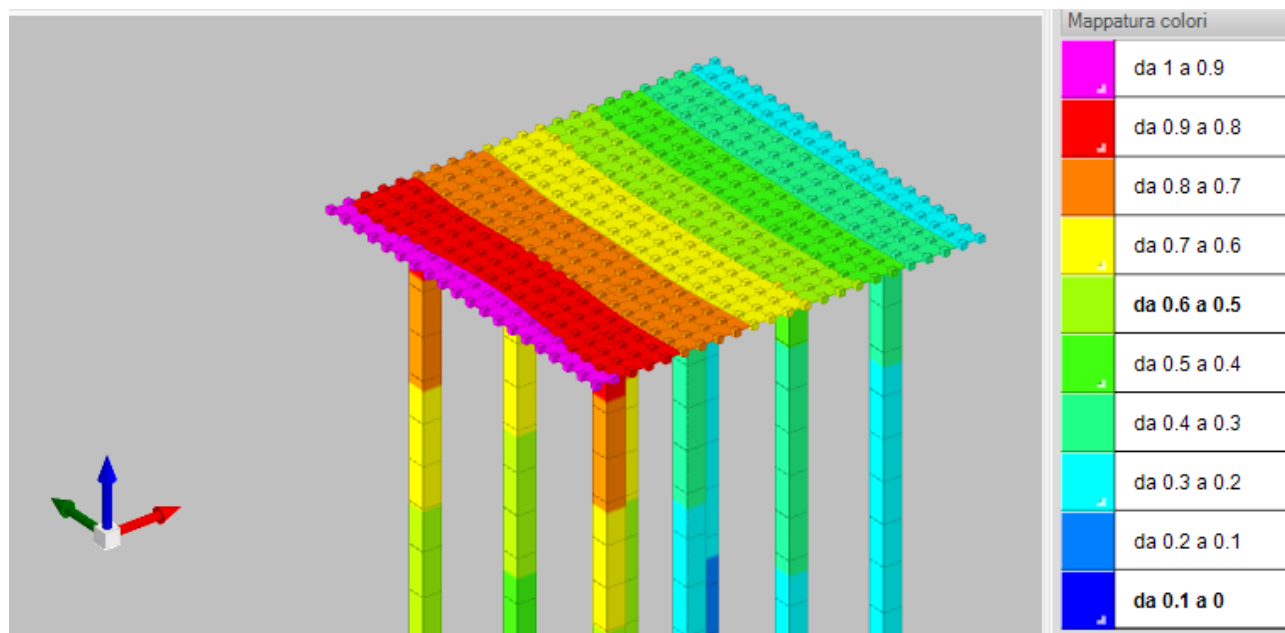


Figura 128 Spostamenti in combinazione SLE rara

Si riportano le verifiche della platea.



#### Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 4500  
Calcestruzzo: C25/30 Rck 300

#### Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (289.5; -58.8; 0), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.





## Verifiche nei nodi

### Verifiche SLU flessione nei nodi

Piastra di fondazione con comportamento non dissipativo pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
284	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLU 8	-158027	0	-694239	0	4.3932	S1
596	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLU 8	-157942	0	-694216	0	4.3954	S1
289	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLU 8	-122162	0	-539971	0	4.4201	S1
590	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLU 8	-122082	0	-539958	0	4.4229	S1
236	Y	70.4	40	3.98	3.6	3.98	3.6	SLU 8	-123468	0	-553846	0	4.4858	S1

### Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsc	Vrscd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
333	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	5179	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	2.8205	S1
501	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4930	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	2.9627	S1
393	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4921	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	2.9685	S1
348	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4760	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	3.0689	S1
530	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	0	0	SLU 8	4750	0	14607	14607	0	79697	2.5	5.655	3.075	S1

### Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
284	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLE QP 2	-109624	0	-4.3	112.1	15	S1
596	X	89.5	40	5.06	4.8	5.06	4.8	SLE QP 2	-109565	0	-4.3	112.1	15	S1
289	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLE QP 2	-84723	0	-4.2	112.1	15	S1
590	X	69.6	40	3.94	4.8	3.94	4.8	SLE QP 2	-84667	0	-4.2	112.1	15	S1
236	Y	70.4	40	3.98	3.6	3.98	3.6	SLE QP 2	-85564	0	-4.2	112.1	15	S1

### Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
236	Y	70.4	40	3.98	3.6	3.98	3.6	SLE RA 2	-86133	0	52	3600	15	S1
627	Y	70.5	40	3.99	3.6	3.99	3.6	SLE RA 2	-86156	0	51.9	3600	15	S1
257	Y	90.6	40	5.13	3.6	5.13	3.6	SLE RA 2	-107365	0	50.3	3600	15	S1
622	Y	90.7	40	5.13	3.6	5.13	3.6	SLE RA 2	-107385	0	50.3	3600	15	S1
599	Y	100	40	5.65	3.6	5.65	3.6	SLE RA 2	-117495	0	49.9	3600	15	S1

### Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

## Verifiche punzonamento

### Zone di punzonamento considerate

Nome	Lato punzonante	Verticali inferiori	Verticali superiori
Z1	Inferiore	Palo (349.5; 271.2; Fondazione) [cm]	
Z2	Inferiore	Palo (409.5; 211.2; Fondazione) [cm]	
Z3	Inferiore	Palo (409.5; 61.2; Fondazione) [cm]	
Z4	Inferiore	Palo (349.5; 1.2; Fondazione) [cm]	
Z5	Inferiore	Palo (659.5; 1.2; Fondazione) [cm]	
Z6	Inferiore	Palo (599.5; 61.2; Fondazione) [cm]	
Z7	Inferiore	Palo (659.5; 271.2; Fondazione) [cm]	
Z8	Inferiore	Palo (599.5; 211.2; Fondazione) [cm]	

### Verifiche punzonamento U0 SLU

Zona	Lato	Comb.	ved	vrds,max	d	U0	VEd	Peso	Suolo	β	M1	M2	W11	W12	β	c.s.	Verifica
Z1	Inf.	SLU 8	3.67	28.22	35.8	68.7	8875	162	0	(6.39)	-64	1515	475	475	1.02	7.6986	S1
Z4	Inf.	SLU 8	3.67	28.22	35.8	68.7	8875	162	0	(6.39)	64	1515	475	475	1.02	7.6986	S1
Z2	Inf.	SLU 8	3.33	28.22	35.8	68.7	8053	162	0	(6.39)	-167	1488	475	475	1.02	8.4641	S1
Z3	Inf.	SLU 8	3.33	28.22	35.8	68.7	8053	162	0	(6.39)	167	1488	475	475	1.02	8.4641	S1
Z8	Inf.	SLU 8	2.06	28.22	35.8	68.7	4824	66	0	(6.39)	75	2830	475	475	1.05	13.6674	S1

### Verifiche punzonamento U1 SLU

Zona	Lato	Comb.	ved	vrds,c	d	Offset	U1	VEd	Peso	Suolo	β	M1	M2	W11	W12	β	c.s.	Verifica
Z4	Inf.	SLU 8	0.26	4.03	35.8	71.6	268	2427	6609	0 (6.39)	64	1515	10965	10919	1.01	15.7972	S1	
Z1	Inf.	SLU 8	0.26	4.03	35.8	71.6	268	2427	6609	0 (6.39)	-64	1515	10919	10965	1.01	15.7976	S1	
Z7	Inf.	SLU 8	0.17	4.03	35.8	71.6	255.9	1541	2109	0 (6.39)	216	2811	10656	9683	1.03	23.2699	S1	
Z5	Inf.	SLU 8	0.17	4.03	35.8	71.6	255.9	1541	2109	0 (6.39)	-216	2811	10628	9706	1.03	23.2712	S1	
Z8	Inf.	SLU 8	0.14	4.03	35.8	71.6	515.7	2464	2426	0 (6.39)	75	2830	26827	26827	1.01	29.8199	S1	

Verifica sistema di ancoraggio micropalo/platea, si realizza un ancoraggio con piastra quadrata sommitale saldata al cordolo di lato 200 mm



Nmax=	9100	kg
Verifica piastra quadrata		
base piastra=	200	mm
altezza piastra=	200	mm
$\sigma_{cmax}$ =	5.69375E-06	
fcd=	14.17	Mpa
l=	80.14692391	mm
	8.95	mm

## M) RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI EMERSI DAL CONFRONTO TRA I LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST INTERVENTO, IN CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

L'analisi di vulnerabilità condotta sulle strutture del Polo Tecnico Professionale di Lugo sezione professionale "E. Stoppa" hanno evidenziato una serie di importanti vulnerabilità che corrispondono globalmente ad un indicatore di rischio sismico minimo di **0.061**. La struttura evidenzia carenze anche nei riguardi delle combinazioni di carichi gravitazionali considerati in combinazione di progetto SLU. Queste ultime carenze sono legate a presenza di solai con elevato peso proprio per alcune porzioni della struttura (corpo C piano primo e piano secondo) e alla realizzazione di aperture (finestre) che hanno ridotto in maniera non appropriata la sezione degli elementi portanti principali (maschi murari). In termini sismici le vulnerabilità riscontrate riguardano l'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti, unitamente alla carenza o in alcuni casi assenza di un idoneo sistema sismo-resistente nelle due direzioni principali, longitudinale e trasversale. Si procede con un'evidenza delle principali vulnerabilità riscontrate.

### M.1 STATO DI FATTO: ANALISI STATICA PER CARICHI GRAVITAZIONALI – SLU

La struttura portante del piano terra del corpo A risulta carente e non idonea a causa della presenza di importanti superfici finestrate, con conseguente crisi dei pilastri in muratura del piano terra.

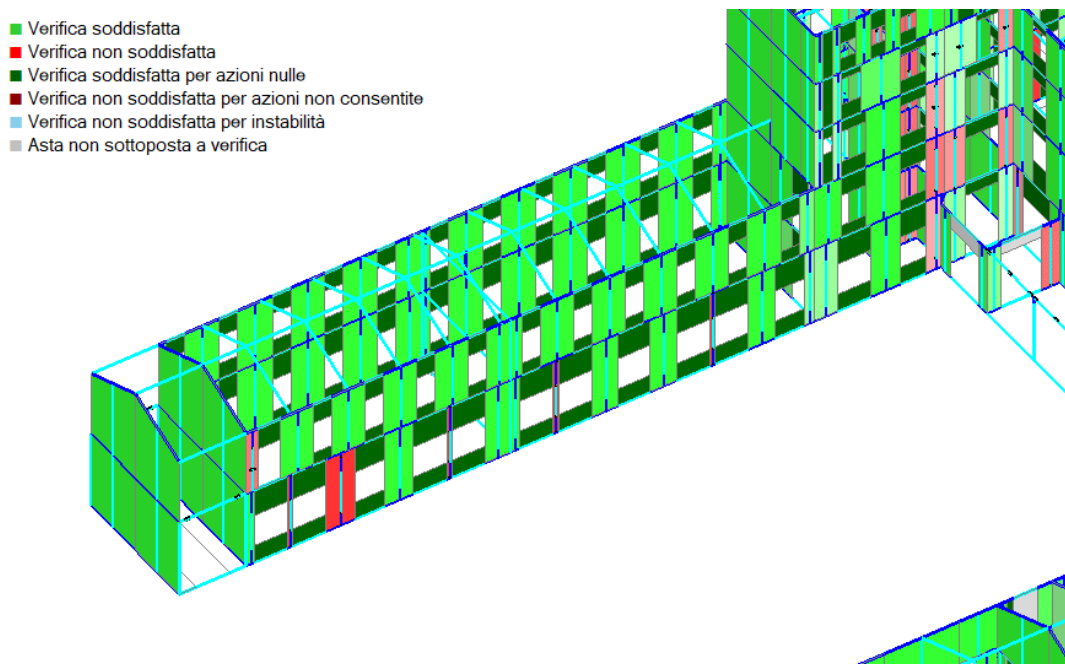


Figura 129 Maschi murari snelli al piano terra del corpo A, lato corte interna

La presenza di due solai di piano (piano primo e piano secondo) con carico da peso proprio notevole causa un eccessivo sovraccarico dei maschi del piano terra del corpo C lato corte interna.

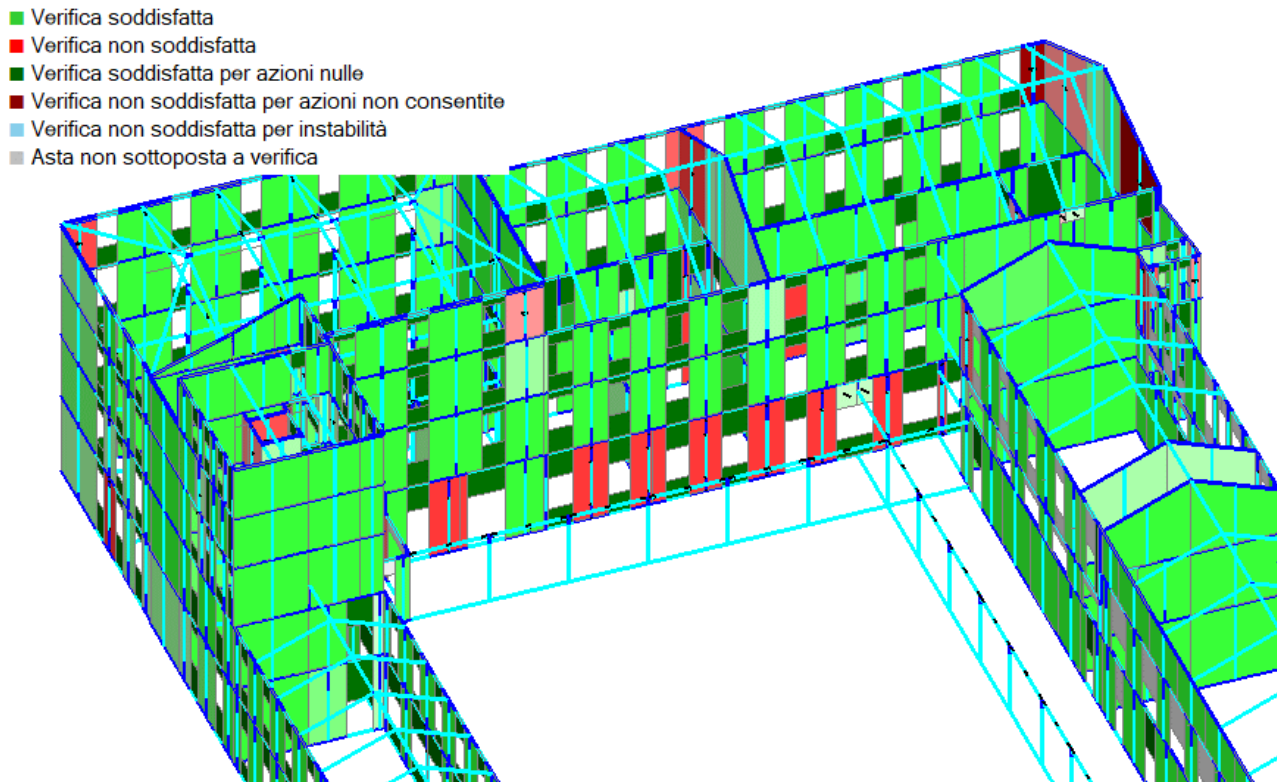


Figura 130 Maschi murari piano terra corpo C, lato corte interna

Alcuni maschi sommitali dei corpi di fabbrica non risultano verificati a causa di mancanza di carico.



- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

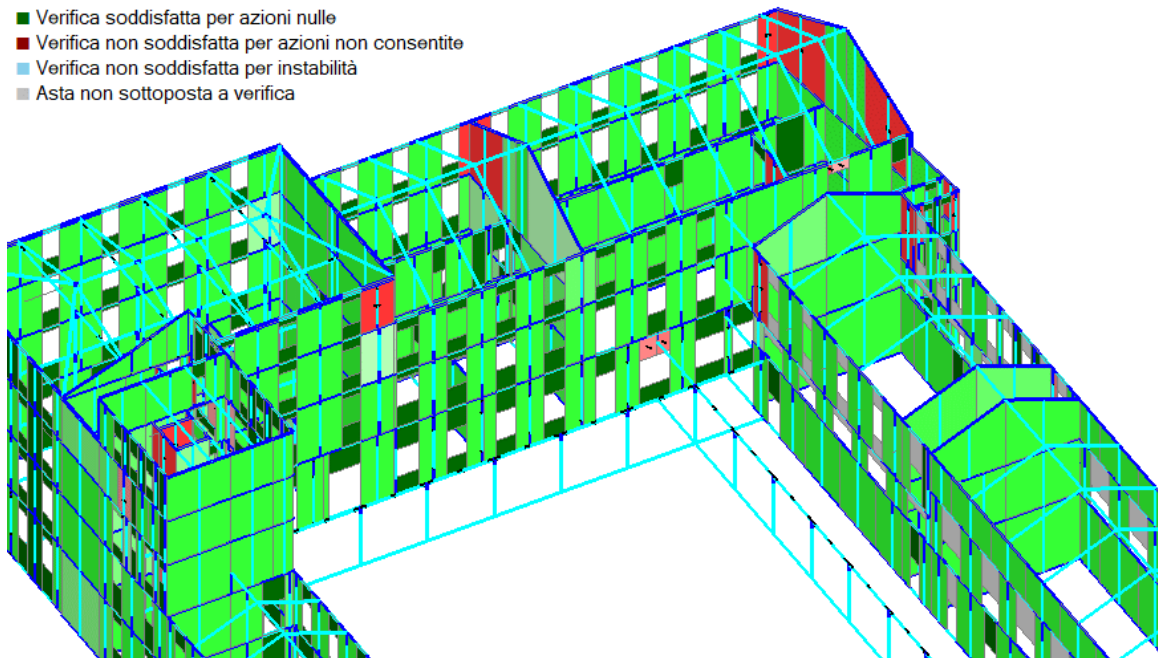


Figura 131 Maschi murari sommitali, poco caricati

## M.2 STATO DI FATTO: VULNERABILITA' SISMICA – ANALISI PUSH OVER E ANALISI CINEMATICA

Le analisi sismiche hanno evidenziato eccessiva deformabilità degli orizzontamenti e una carenza di struttura sismo-resistente in direzione trasversale per il corpo A.



- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

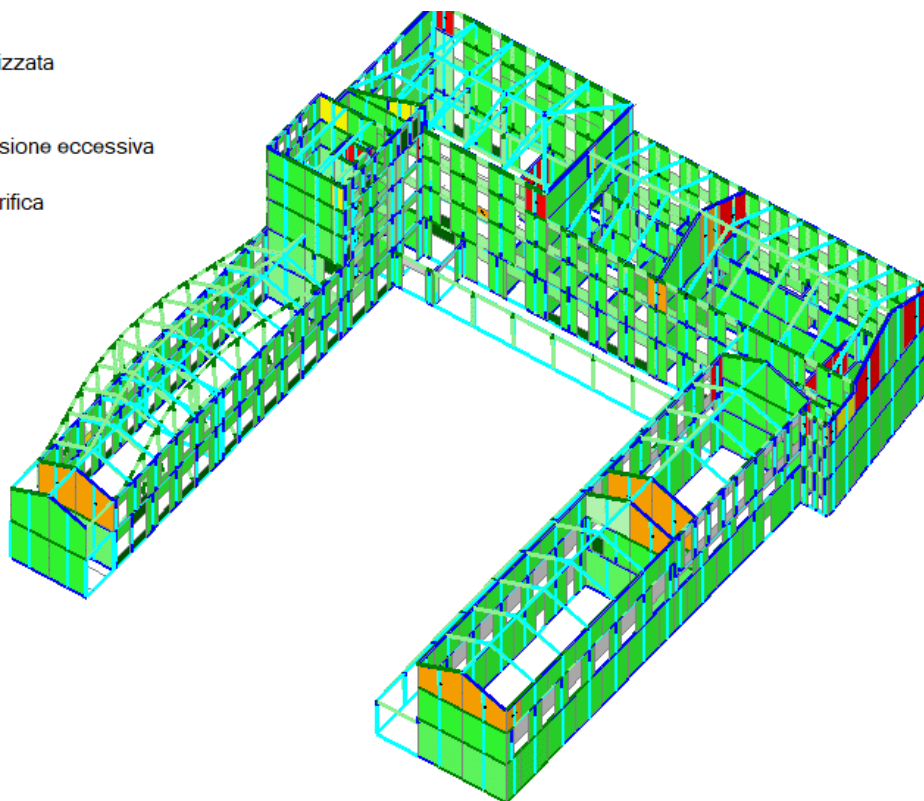


Figura 132 Elevata deformabilità corpo A per carenza struttura sismo resistente trasversale e solai deformabili

Risulta eccessivamente deformabile il portico del piano terra, corte interna, a causa dell'assenza di un sistema di collegamento trasversale alla muratura



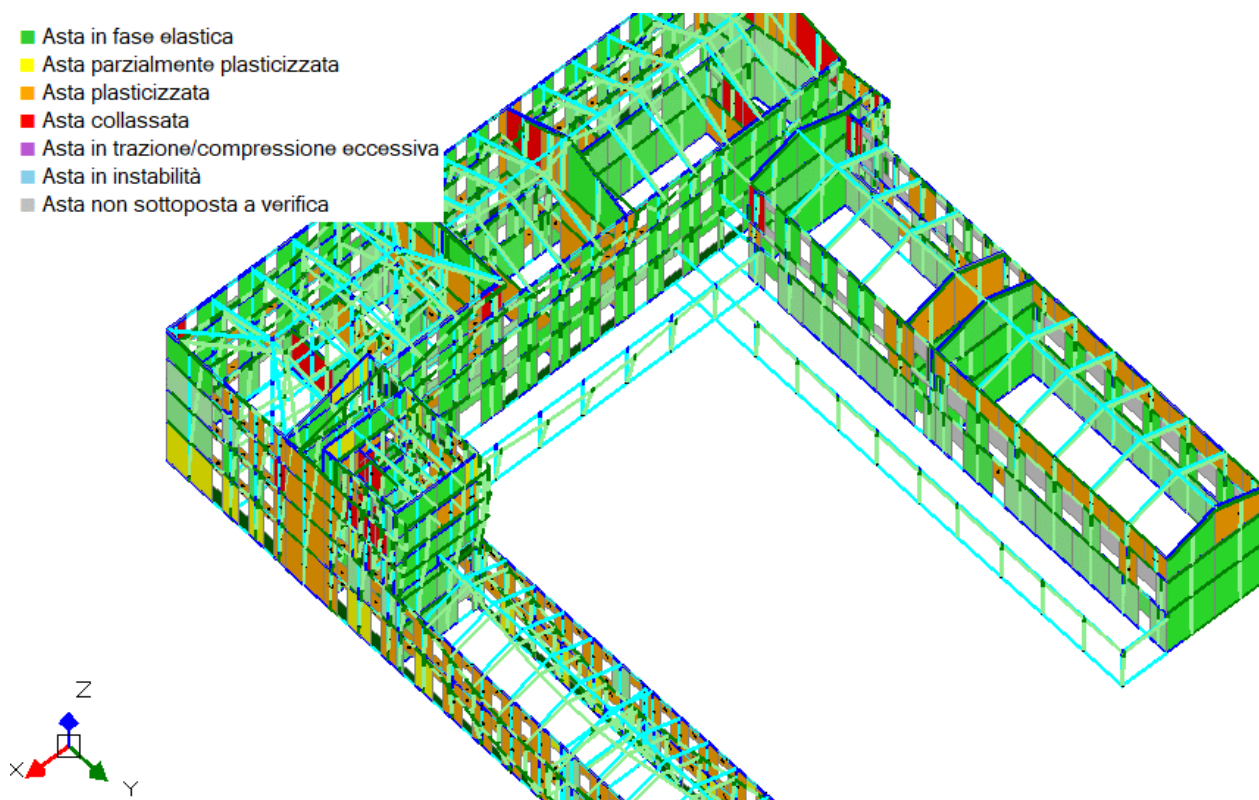


Figura 133 Elevata deformabilità del portico della corte interna per assenza collegamento trasversale telaio in c.a. alla muratura

La presenza di aperture postume in corrispondenza del piano terzo del corpo torretta inficia gravemente la struttura sismo-resistente del piano.

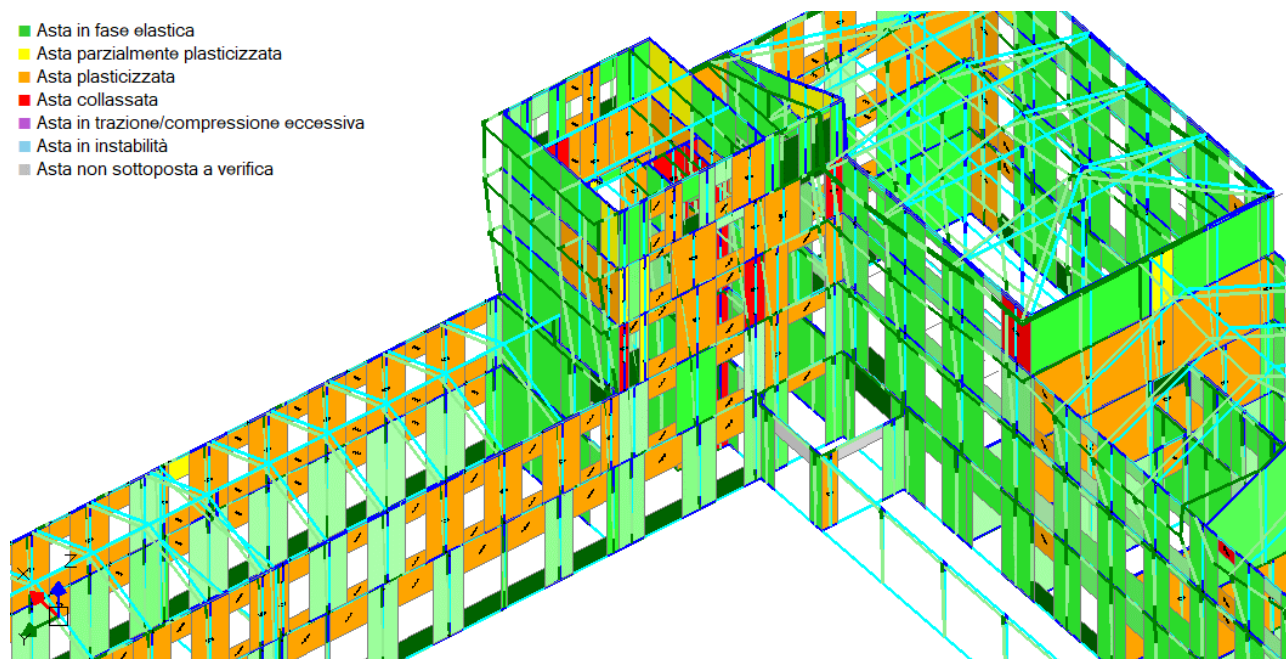


Figura 134 Riduzione sezione resistente maschi murari piano 3 corpo Torretta per apertura finestre postume





Le fasce murarie dei corpi D ed E risultano nello stato di fatto molto danneggiate, con presenza di fessure diffuse. Le fasce murarie si ipotizzano plasticizzare e non idonee a svolgere la funzione di trave di accoppiamento dei maschi murari in condizioni sismiche.

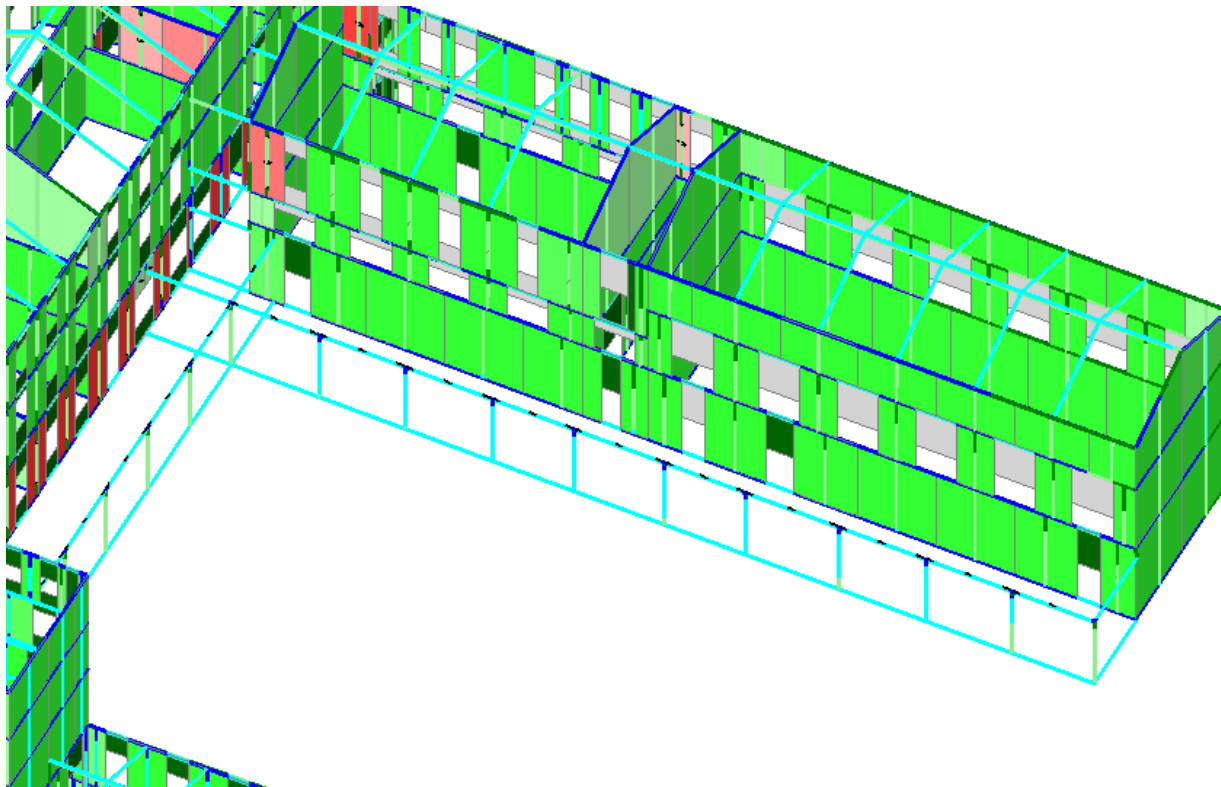
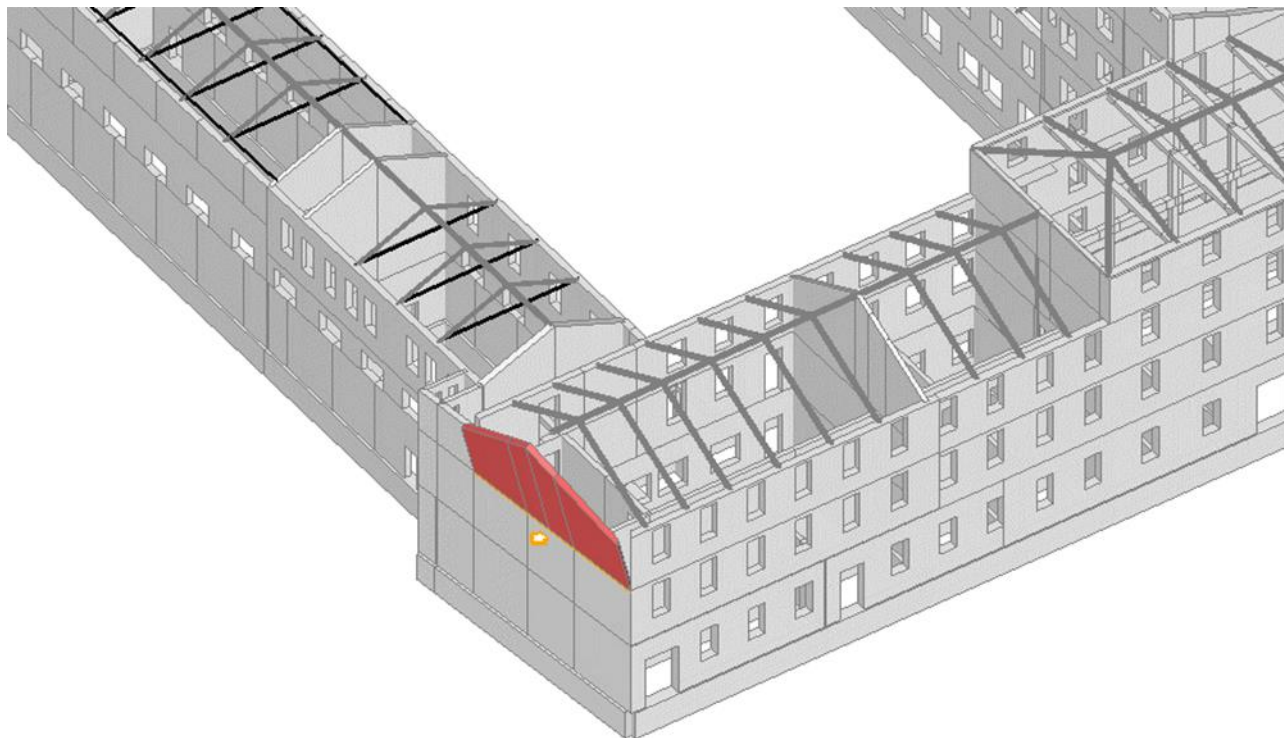


Figura 135 Fasce murarie corpi D ed E con quadro fessurativo diffuso nel loro stato di fatto

Il timpano del corpo C non risulta collegato nel suo stato di fatto e presenta una elevata vulnerabilità per attivazione di meccanismo locale di ribaltamento semplice.



Gli interventi di progetto sono volti ad incrementare il livello di sicurezza della struttura nei confronti delle vulnerabilità riscontrate con riferimento alle azioni di carattere statico, considerate in combinazione SLU e con riferimento alle azioni sismiche. La struttura oggetto di miglioramento sismico è una scuola con classe d'uso III, sottoposta al vincolo dei Beni Culturali. La richiesta, in termini di sicurezza minima, è definita dal completo soddisfacimento delle verifiche statiche in condizioni SLU e dal raggiungimento di un indicatore sismico minimo di 0.6. Gli interventi di progetto consentono il raggiungimento dei requisiti di sicurezza minimi richiesti.

### **M.3 STATO DI PROGETTO: ANALISI STATICA PER CARICHI GRAVITAZIONALI – SLU**

Si riportano i risultati tabellari in termini di coefficienti di sicurezza allo SLU.



### Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

Inviluppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.011	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.127	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.195	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.006	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

Capacità portante del terreno e Scorimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.204
--	-------

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

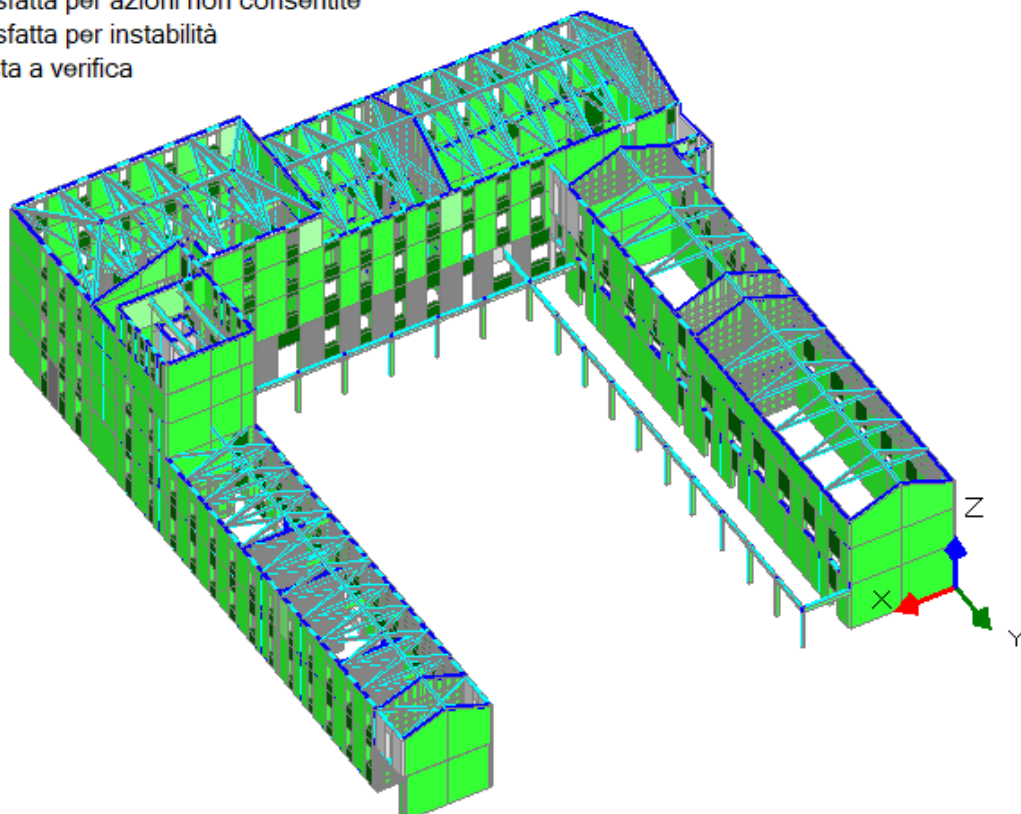


Figura 136 Verifica di pressoflessione complanare SLU



- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

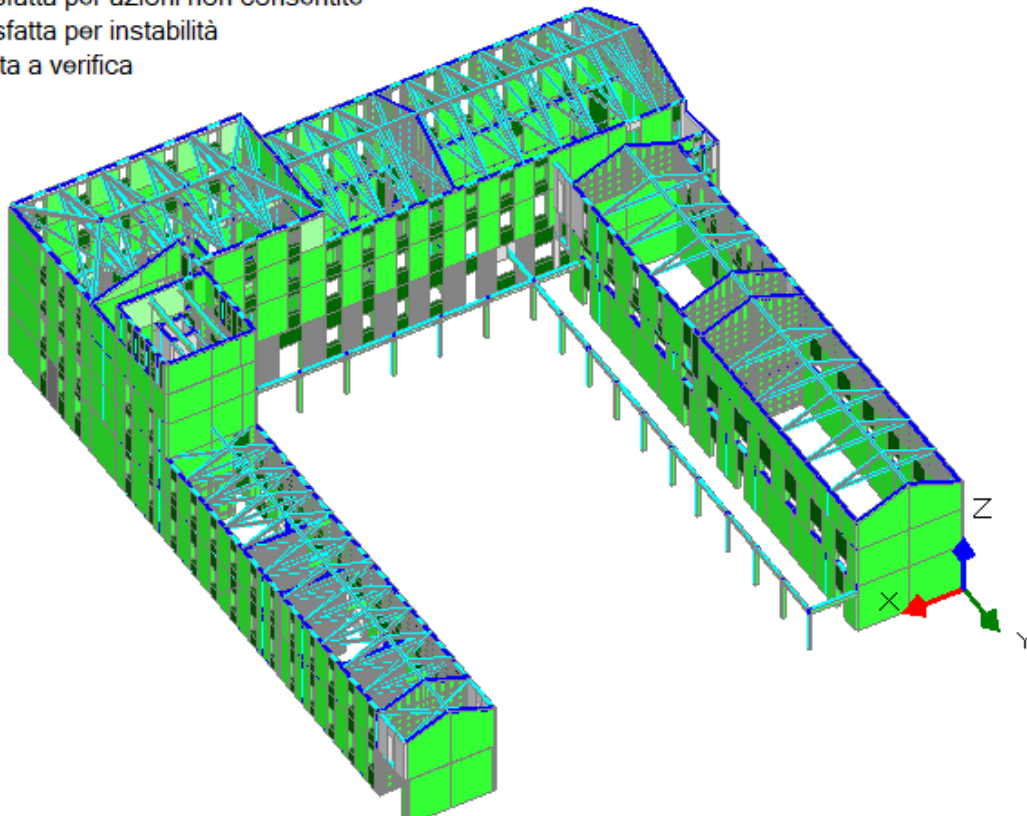


Figura 137 Verifiche a taglio SLU



- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

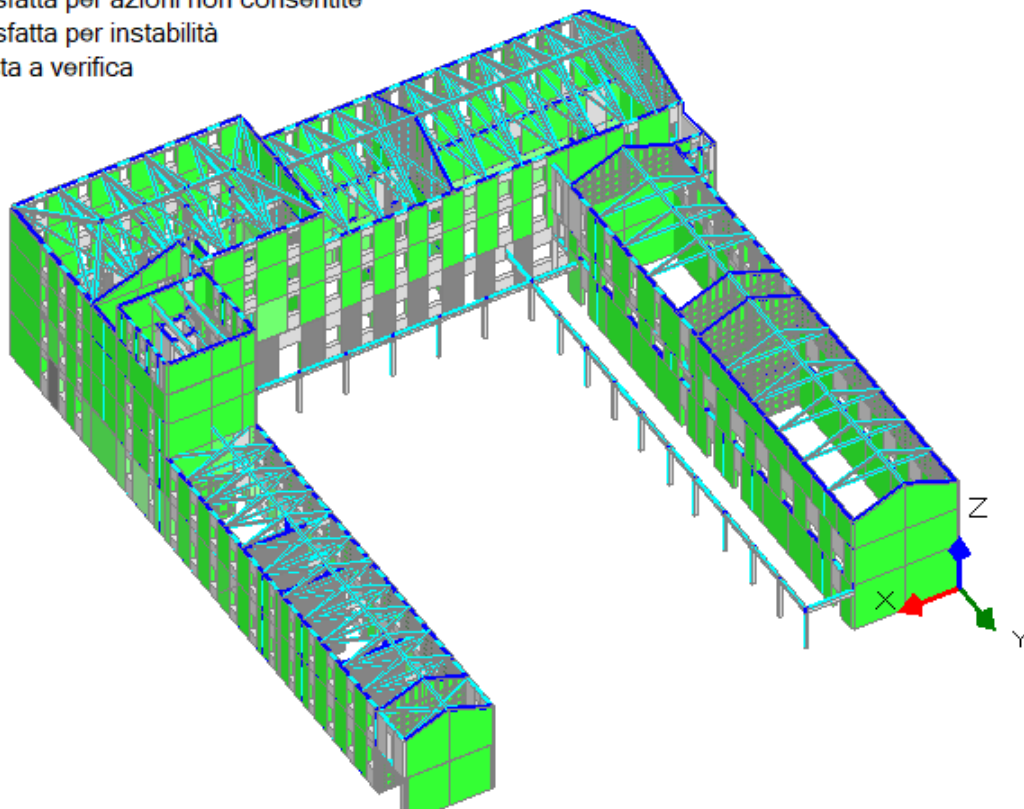


Figura 138 Verifiche di pressoflessione ortogonale 3D SLU

#### M.4 STATO DI PROGETTO: ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

Il capitolo presenta le verifiche condotte sulle pareti della struttura con riferimento alle azioni fuori piano calcolate con il metodo delle forze equivalenti descritte nel par. 7.8.1.5.2 delle NTC 2018.



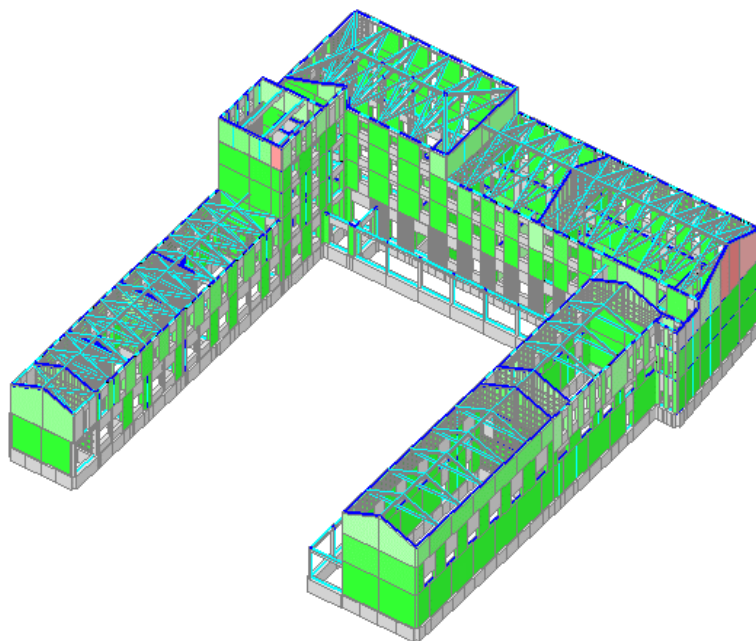


Figure 2 Verifiche a pressoflessione fuori piano con il metodo delle forze equivalenti

SLV: Resistenza fuori piano	0.677
-----------------------------	-------

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche a pressoflessione fuori piano condotte in accordo alle prescrizioni normative del par. 7.8.1.5.2 delle NTC 2018 è pari a 0.677. Le verifiche soddisfano i requisiti di norma per miglioramento sismico di edificio sottoposto a vincolo.

## M.5 STATO DI PROGETTO: ANALISI STATICA NON LINEARE PUSH OVER

Si riportano i risultati dell'analisi statica non lineare condotta sulla struttura. Per l'analisi statica non lineare sono state analizzate 72 curve con riferimento all'azione sismica in X, in Y, all'applicazione del momento torcente aggiuntivo dovuto all'eccentricità del centro di massa (pur essendo la struttura a solai deformabili, si è ritenuto conservativo analizzare sia le curve senza eccentricità accidentale che quelle con eccentricità accidentale), alla combinazione direzionale.

N° curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'				L4	0.197	2.717	3.281	0.225	303	21.927	0.758	0.426	21
2	A	+X'		+		L4	0.196	2.709	3.281	0.211	248	26.097	0.711	0.348	17
3	A	+X'		-		L4	0.197	2.702	3.281	0.211	248	26.097	0.711	0.348	17
4	A	+X'	+0.3Y'			L4	0.195	2.765	3.281	0.227	308	21.613	0.765	0.433	22
5	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.197	2.672	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
6	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.189	2.819	3.281	0.200	219	28.998	0.674	0.308	15





7	A	+X'	-0.3Y'		L4	0.197	2.731	3.281	0.217	275	23.870	0.731	0.386	19
8	A	+X'	-0.3Y'	+	L4	0.191	2.748	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
9	A	+X'	-0.3Y'	-	L4	0.194	2.710	3.281	0.224	294	22.516	0.755	0.413	21
10	A	+Y'			L4	0.170	2.566	3.281	0.194	203	30.889	0.654	0.285	14
11	A	+Y'		+	L4	0.162	2.690	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
12	A	+Y'		-	L4	0.178	2.473	3.281	0.200	218	29.110	0.674	0.306	15
13	A	+Y'	+0.3X'		L4	0.171	2.564	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
14	A	+Y'	+0.3X'	+	L4	0.158	2.755	3.281	0.188	189	32.755	0.634	0.265	13
15	A	+Y'	+0.3X'	-	L4	0.183	2.429	3.281	0.196	211	29.914	0.661	0.296	15
16	A	+Y'	-0.3X'		L4	0.167	2.625	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
17	A	+Y'	-0.3X'	+	L4	0.155	2.797	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
18	A	+Y'	-0.3X'	-	L4	0.174	2.510	3.281	0.200	219	28.998	0.674	0.308	15
19	A	-X'			L4	0.183	2.927	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
20	A	-X'		+	L4	0.187	2.876	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
21	A	-X'		-	L4	0.184	2.936	3.281	0.194	203	30.889	0.654	0.285	14
22	A	-X'	+0.3Y'		L4	0.182	2.958	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
23	A	-X'	+0.3Y'	+	L4	0.180	2.973	3.281	0.242	376	18.083	0.816	0.528	26
24	A	-X'	+0.3Y'	-	L4	0.178	3.006	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
25	A	-X'	-0.3Y'		L4	0.184	2.908	3.281	0.217	270	24.253	0.731	0.379	19
26	A	-X'	-0.3Y'	+	L4	0.182	2.900	3.281	0.212	252	25.742	0.715	0.354	18
27	A	-X'	-0.3Y'	-	L4	0.187	2.897	3.281	0.196	207	30.394	0.661	0.291	15
28	A	-Y'			L4	0.164	2.635	3.281	0.182	175	34.856	0.613	0.246	12
29	A	-Y'		+	L4	0.172	2.540	3.281	0.188	185	33.329	0.634	0.260	13
30	A	-Y'		-	L4	0.157	2.794	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
31	A	-Y'	+0.3X'		L4	0.165	2.641	3.281	0.184	182	33.773	0.620	0.256	13
32	A	-Y'	+0.3X'	+	L4	0.175	2.522	3.281	0.184	182	33.773	0.620	0.256	13
33	A	-Y'	+0.3X'	-	L4	0.160	2.741	3.281	0.178	169	35.840	0.600	0.237	12
34	A	-Y'	-0.3X'		L4	0.164	2.678	3.281	0.182	172	35.341	0.613	0.242	12
35	A	-Y'	-0.3X'	+	L4	0.169	2.585	3.281	0.183	179	34.229	0.617	0.251	13
36	A	-Y'	-0.3X'	-	L4	0.156	2.795	3.281	0.178	166	36.352	0.600	0.233	12
37	E	+X'			L4	0.257	2.696	3.281	0.241	371	18.303	0.812	0.521	26
38	E	+X'		+	L4	0.250	2.757	3.281	0.217	271	24.176	0.731	0.381	19
39	E	+X'		-	L4	0.255	2.607	3.281	0.188	189	32.755	0.634	0.265	13
40	E	+X'	+0.3Y'		L4	0.257	2.654	3.281	0.224	298	22.250	0.755	0.419	21
41	E	+X'	+0.3Y'	+	L4	0.250	2.719	3.281	0.216	266	24.569	0.728	0.374	19



42	E	+X'	+0.3Y'	-	L4	0.253	2.655	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
43	E	+X'	-0.3Y'		L4	0.257	2.688	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
44	E	+X'	-0.3Y'	+	L4	0.250	2.742	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
45	E	+X'	-0.3Y'	-	L4	0.255	2.627	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
46	E	+Y'			L4	0.237	2.833	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
47	E	+Y'		+	L4	0.233	2.641	3.281	0.202	227	28.136	0.681	0.319	16
48	E	+Y'		-	L4	0.237	2.959	3.281	0.178	169	35.840	0.600	0.237	12
49	E	+Y'	+0.3X'		L4	0.237	2.808	3.281	0.198	215	29.449	0.667	0.302	15
50	E	+Y'	+0.3X'	+	L4	0.233	2.716	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
51	E	+Y'	+0.3X'	-	L4	0.237	2.963	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
52	E	+Y'	-0.3X'		L4	0.237	2.748	3.281	0.189	192	32.337	0.637	0.270	13
53	E	+Y'	-0.3X'	+	L4	0.224	2.766	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
54	E	+Y'	-0.3X'	-	L4	0.237	2.912	3.281	0.183	179	34.229	0.617	0.251	13
55	E	-X'			L4	0.250	2.854	3.281	0.221	289	22.857	0.745	0.406	20
56	E	-X'		+	L4	0.257	2.773	3.281	0.241	366	18.529	0.812	0.514	26
57	E	-X'		-	L4	0.244	2.875	3.281	0.221	284	23.209	0.745	0.399	20
58	E	-X'	+0.3Y'		L4	0.238	2.996	3.281	0.209	244	26.463	0.704	0.343	17
59	E	-X'	+0.3Y'	+	L4	0.244	2.953	3.281	0.206	231	27.724	0.694	0.324	16
60	E	-X'	+0.3Y'	-	L4	0.240	2.932	3.281	0.209	244	26.463	0.704	0.343	17
61	E	-X'	-0.3Y'		L4	0.250	2.782	3.281	0.230	319	20.952	0.775	0.448	22
62	E	-X'	-0.3Y'	+	L4	0.253	2.819	3.281	0.265	486	14.300	0.893	0.683	34
63	E	-X'	-0.3Y'	-	L4	0.244	2.829	3.281	0.217	270	24.253	0.731	0.379	19
64	E	-Y'			L4	0.235	2.798	3.281	0.206	231	27.724	0.694	0.324	16
65	E	-Y'		+	L4	0.237	2.918	3.281	0.190	196	31.795	0.640	0.275	14
66	E	-Y'		-	L4	0.230	2.700	3.281	0.201	223	28.561	0.677	0.313	16
67	E	-Y'	+0.3X'		L4	0.230	2.853	3.281	0.200	218	29.110	0.674	0.306	15
68	E	-Y'	+0.3X'	+	L4	0.236	2.920	3.281	0.198	215	29.449	0.667	0.302	15
69	E	-Y'	+0.3X'	-	L4	0.226	2.799	3.281	0.216	266	24.569	0.728	0.374	19
70	E	-Y'	-0.3X'		L4	0.237	2.796	3.281	0.207	235	27.323	0.698	0.330	17
71	E	-Y'	-0.3X'	+	L4	0.237	2.929	3.281	0.192	199	31.400	0.647	0.279	14
72	E	-Y'	-0.3X'	-	L4	0.225	2.843	3.281	0.217	275	23.870	0.731	0.386	19

L'analisi delle 72 curve per lo stato di fatto evidenziano un indicatore di rischio sismico minimo di **0.6**.



## M.6 STATO DI PROGETTO: ANALISI CINEMATICA

L'analisi cinematica ha evidenziato un indicatore di rischio sismico allo SLV di **0.634**.

Si riporta nel seguito in forma tabellare il riassunto dell'analisi cinematica condotta sulla struttura analizzata.

