

# COMUNE DI COMACCHIO



## ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA PRIMARIA FATTIBELLO DI COMACCHIO - I e II LOTTO

Proprietà' : Comune di Comacchio

Committente : Comune di Comacchio

Cantiere : Scuola Primaria Statale "Fattibello" - via Fattibello, 1 - Comacchio (FE)

### PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Progettista : Ing. Denis Zanetti

via Mulinetto, 35 44100 FERRARA  
tel.: +39 0532 765117  
fax : +39 0532 769513  
e-mail : info@mezzadringegneria.it

POS.	7844	tav	REL.04/A	scala	data
				.	10.06.2021

Oggetto dell'elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO

revisione	descrizione	elaborato	data
A	PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO	L.C.	17.06.2021
B			
C			
D			

La diffusione, distribuzione e/o copia del documento trasmesso da parte di qualsiasi soggetto diverso dal destinatario e' proibita, sia ai sensi dell' art. 616 c.p., sia ai sensi del D. lgs. 196/2003

## INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO .....	5
4. DESCRIZIONE DEL COMPLESSO SCOLASTICO .....	9
5. CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE DEL COMPLESSO SCOLASTICO .....	11
6. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	15
7. ANALISI STORICO-CRITICA.....	20
8. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA .....	32
9. RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI .....	33
9.1. CALCESTRUZZO ED ACCIAIO ELEMENTI ESISTENTI .....	33
9.2. CALCESTRUZZO ED ACCIAIO PER VERIFICHE STATICHE SUI SOLAI .....	36
9.3. CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA (CIRCOLARE 7/2019 §C8.A.2).....	38
9.4. MATERIALI DA COSTRUZIONE NUOVI .....	40
10. ANALISI DELLE AZIONI STATICHE E DINAMICHE .....	46
10.1. ANALISI DEI CARICHI STATICI VERTICALI.....	46
10.2. CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE (NTC 2018 § 3.4).....	51
10.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI VERIFICA (NTC 2018 § 3.2).....	53
VITA NOMINALE (NTC 2018 § 2.4.1) .....	53
CLASSE D'USO (NTC 2018 § 2.4.2) .....	53
PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (NTC 2018 § 2.4.3).....	53
VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	54
PARAMETRI DEL SITO.....	54
CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	55
11. COMBINAZIONI DI CARICO .....	59
12. ANALISI STATICHE .....	60
13. ANALISI SISMICHE .....	71
13.1. CRITERI DI PROGETTO .....	71
13.2. INFORMAZIONI SUL SOFTWARE DI CALCOLO.....	75
13.3. DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE.....	75
13.4. CARATTERISTICHE DINAMICHE DEI MODELLI .....	77
13.5. VERIFICA DI VULNERABILITA' ALLO STATO DI FATTO .....	81
13.5.1. VERIFICA DELLA DUTTILITA' ALLO STATO DI FATTO .....	82



13.5.2.	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI TIPO FRAGILE ALLO STATO DI FATTO.....	85
13.6.	RISULTATI DELLE ANALISI NON LINEARI ALLO STATO DI PROGETTO .....	88
13.7.	VALIDAZIONE DELLE ANALISI .....	117
13.8.	NOTE IN MERITO AI CINEMATISMI FUORI DAL PIANO .....	121
14.	DIMENSIONAMENTO DEI NUOVI PILASTRI 30X120 ESTERNI.....	122
15.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI GIUNTI .....	124
16.	DIMENSIONAMENTO DEI NUOVI PALI PRESSOINFISSI.....	125
17.	DIMENSIONAMENTO DEI NUOVI MICROPALI.....	136
18.	CONCLUSIONI .....	6

## 1. PREMESSA

La presente relazione è a corredo del piano di interventi di adeguamento sismico del corpo D del complesso Istituto Comprensivo Fattibello ubicato nel comune di Comacchio. L'edificio in esame è ubicato in via Fattibello, sito identificato sismicamente come ZONA 3.



Figura 1: Vista Aerea del fabbricato in esame.

L'intervento di adeguamento è studiato ai sensi del capitolo 8.4.3 delle NTC 2018 che prevede il raggiungimento di un valore  $\zeta_e > 0,8$  (adeguamento all'80% della richiesta per edifici di nuova costruzione) nei casi c) ed e)

Al capitolo 13.5 viene riportata la verifica di vulnerabilità allo stato di fatto.

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

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Si richiama altresì il capitolo 8 della Circolare 7/2019.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro  $\zeta_e$ ; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) del § 8.4.3 delle NTC è ammesso un valore minimo di  $\zeta_e$  pari a 0,8. È assimilabile a tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al § 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b) o d).

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nello studio, nelle analisi e verifiche di seguito riportate sono state prese come riferimento le seguenti normative.

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (Gazzetta Ufficiale 11/2/2019, n. 35 - Suppl. ord. n. 5)
- Ord. Sismica P.C.M. 20 Marzo 2003, n.3274 e successive integrazioni e rettifiche;
- Eurocodici strutture:
  - UNI EN 1991-1-2:2004 EUROCODICE 1
  - UNI EN 1991-1-3:2004 EUROCODICE 1
  - UNI EN 1991-1-4:2005 EUROCODICE 1
  - UNI EN 1991-1-5:2004 EUROCODICE 1
  - UNI EN 1992-1-1:2005 EUROCODICE 2
  - UNI EN 1992-1-2:2005 EUROCODICE 2
  - UNI EN 1998-1:2005 EUROCODICE 8
  - UNI EN 1998-1:2005 EUROCODICE 8

- Legge n. 1086 5.1971: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Decreto Presidente della Repubblica 6 giugno 2001 n. 380 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia di edilizia”
- UNI EN 13670 “Esecuzione delle strutture in calcestruzzo”
- UNI EN 13369:2018 - Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo
- REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011 - condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione

### 3. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO

L'edificio in esame è ubicato nel Comune di Comacchio, in via Fattibello, sito identificato sismicamente come ZONA 3 (zona a bassa sismicità).





Figura 2: Vista Aerea del fabbricato in esame.

#### DATI IDENTIFICATIVI DELL'AGGREGATO

REGIONE : EMILIA ROMAGNA  
 PROVINCIA : FERRARA  
 COMUNE : Comacchio Codice Istat 8038006  
 INDIRIZZO : Via Fattibello  
 CAP : 44022  
 PROPRIETA' : Comune di Comacchio

Classificazione degli interventi: Adeguamento sismico di edificio esistente con raggiungimento dell'80% della richiesta per edifici di nuova costruzione.

a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DEL SITO	L'unità strutturale oggetto di intervento è il Corpo D del complesso scolastico della Scuola Fattibello di Comacchio. Il fabbricato è separato da un giunto rispetto ai fabbricati adiacenti.
---	---

b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	Edificio a struttura mista in muratura e calcestruzzo.
c) NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	<ul style="list-style-type: none"> <li>• T.U. – NTC 2018, Norme Tecniche per le Costruzioni</li> <li>• Circolare 21.01.2019. n 7 – Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018.</li> </ul>
d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA	<p><math>V_n = 50</math>anni  <math>C_u = 1,5</math> (classe d'uso III)  <math>V_R = 50</math>anni            Categoria suolo: D – presente RSL            Categoria topografica: T1</p>
e) DESCRIZIONE DEI MATERIALI	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muratura esistente di mattoni pieni e malta cementizia – LC1;</li> <li>- Cls in fondazione o esposto all'esterno C28/35 e C32/40 in funzione del livello di esposizione;</li> <li>- Solette interne in cls C28/35</li> <li>- Acciaio B450C</li> <li>- Acciaio per carpenteria metallica S275, EXC3, zincato;</li> <li>- Acciaio per micropali S355 – EXC3.</li> </ul>
f) TIPO DI ANALISI	Analisi statica, Analisi dinamica lineare con spettro di risposta, Analisi Statica non lineare.
g) CRITERI DI VERIFICA	<p>SLV – Verifica di resistenza            SLE-SLO – Verifica di rigidezza</p>



Figura 3: Vista Aerea del fabbricato in esame con coordinate geografiche.

Coordinate geografiche per la Scuola Elementare Fattibello di Comacchio	
Lat.	44.691398°
Long.	12.183205°



#### 4. DESCRIZIONE DEL COMPLESSO SCOLASTICO

La scuola Fattibello di Comacchio si compone di tre blocchi, denominati corpi B, C, D che costituiscono unità strutturali distinte ma solo in parte separate ed identificabili attraverso giunti strutturali.

Nello specifico, è presente un giunto di 2,5/3 cm tra il corpo D ed il corpo C che consente di individuare chiaramente come corpo oggetto di interventi il corpo D.

Si riporta una planimetria generale del fabbricato con una suddivisione in blocchi effettuata per rendere più agevole la descrizione degli interventi.

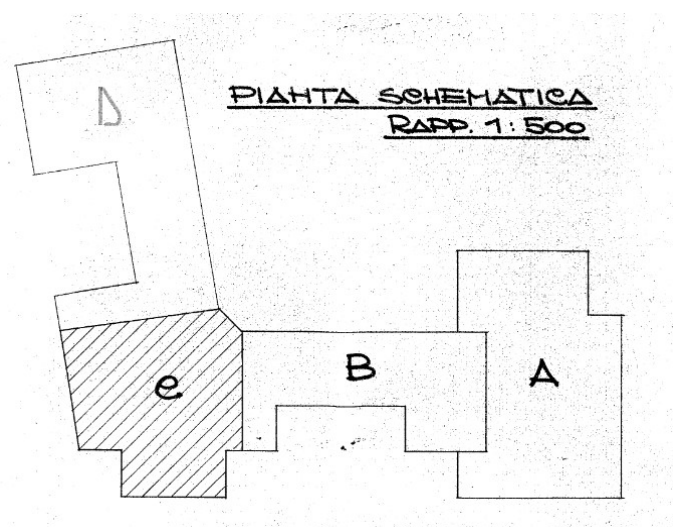


Figura 4: Lay-out generale (desunto da elaborati di progetto)

Il corpo D, oggetto dei presenti interventi, è un edificio a due piani con sottotetto parzialmente praticabile e non utilizzato.

I prospetti sono intonacati con travi in calcestruzzo a vista. E' presente un rivestimento in pietra che interessa il basamento su tutto il perimetro.

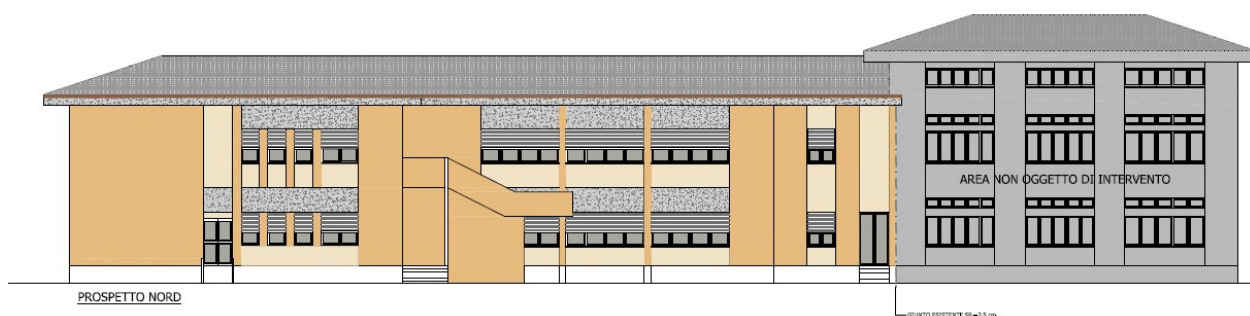


Figura 5 - Prospetto Nord



Figura 6 - Prospetto est

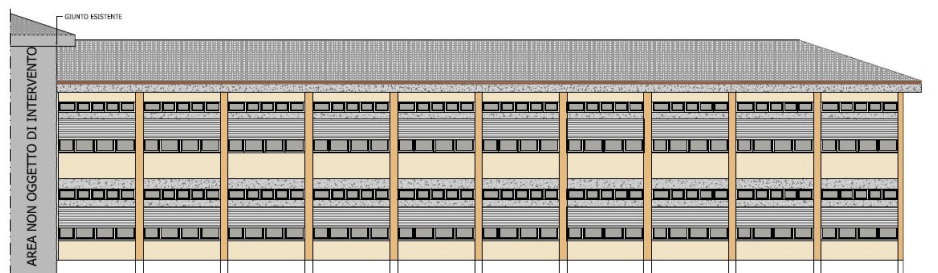

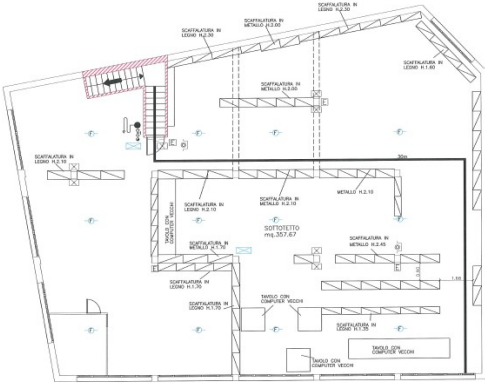


Figura 7 - Prospetto sud

Le destinazioni d'uso attualmente presenti sono le seguenti.

	Destinazioni d'uso
	<p>P.T.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Aule</li> <li>- Mensa</li> <li>- Refettorio</li> <li>- Sala proiezione</li> <li>- Centrale termica</li> <li>- Palestra</li> <li>- Servizi</li> <li>- Disimpegni</li> </ul>

	<p>P.1.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Aule</li> <li>- Sala musica</li> <li>- Sala lettura</li> <li>- Aula inglese</li> <li>- Aula Computer</li> <li>- Segreteria</li> <li>- Aula insegnanti</li> <li>- Direzioni</li> <li>- Servizi</li> <li>- Disimpegni</li> </ul>
	<p>SOTTOTETTO</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Archivio</li> </ul>

## 5. CARATTERIZZAZIONE STRUTTURALE DEL COMPLESSO SCOLASTICO

Si sono svolte indagini atte all'individuazione del sistema strutturale del complesso scolastico, punto di partenza per la definizione della metodologia da adottare per l'esecuzione delle eventuali indagini conoscitive e delle conseguenti verifiche sismiche.

In particolare si sono svolti:

- esame della documentazione disponibile e fornita dai tecnici dell'Ufficio Tecnico del Comune di Comacchio;
- sopralluoghi per constatare lo stato dei luoghi e verificare la congruenza tra gli elaborati rinvenuti alla data di redazione della presente;
- analisi volte all'individuazione della tipologia strutturale originaria ed alla definizione dei successivi interventi, ad integrazione di quanto desumibile dagli elaborati di calcolo;
- alcune prove, seppur limitate, per verificare le caratteristiche dei calcestruzzi (prove su carote) ed una prova di carico su solaio.

Dalla documentazione in nostro possesso emerge come il fabbricato sia stato realizzato nel 1971 ed i due "lotti" in cui è suddivisa la documentazione sono pressoché contemporanei (Agosto-Ottobre 1971)

Il complesso scolastico può essere suddiviso in tre unità strutturali, denominate B, C, D. Tutto il volume è a due piani fuori terra con sottotetto praticabile per una porzione limitata del suo sviluppo in pianta, ovvero quella coincidente con il corpo C. I tre corpi sono suddivisi solo in un caso, ovvero interfaccia tra corpo D e C, da giunti strutturali (sismici), mentre i corpi B e C sono di fatto connessi e la distinzione, che verrà descritta più agevolmente nel seguito, deriva dalle differenti tipologie strutturali che le caratterizzano e che possono essere così sintetizzate:

- CORPO B: edificio a struttura mista muratura – calcestruzzo;
- CORPO C: edificio avente struttura a telaio in c.a.;
- CORPO D: edificio a struttura mista muratura – calcestruzzo;

I solai sono in laterocemento tipo Varese (piano di calpestio – ovvero vespaio) o "a volterrane" (livelli superiori compresa la copertura) in cui l'alternanza di telai in c.a. e di muratura è determinata da esigenze architettoniche connesse principalmente alla distribuzione delle aperture di prospetto.

La tipologia denominata nelle tavole di progetto come "volterrane" consiste in un solaio in laterocemento con pignatte e travetti in c.a., come descritto anche all'interno della relazione redatta nell'ambito delle verifiche sulla vulnerabilità degli elementi non strutturali e di valutazione del rischio di sfondellamento dei solai (anno 2011 – Tecnoindagini s.r.l. - Dott. Ing. Marco Gallotta ). Sulla scorta delle informazioni in nostro possesso sembra che i solai di calpestio e di piano siano dotati di cappa collaborante mentre sia assente per la copertura.

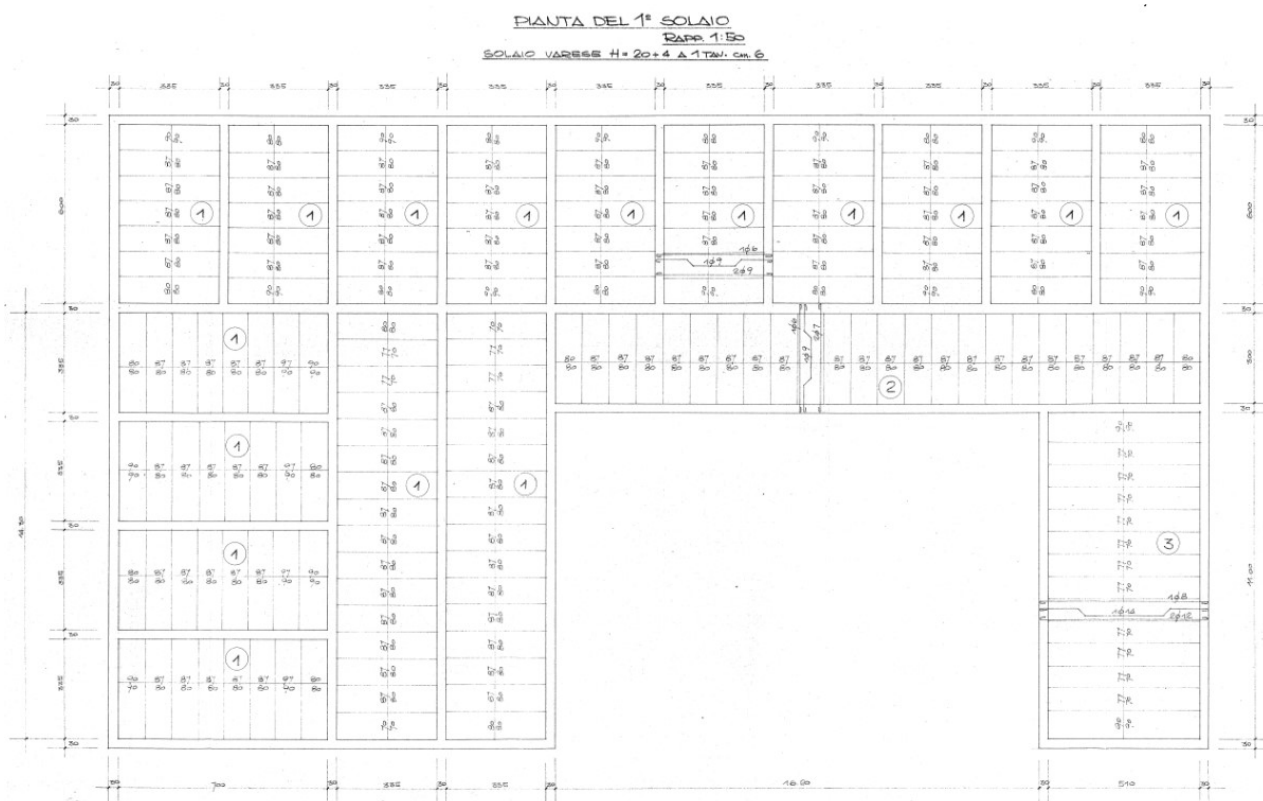


Figura 8: Schema tipico solaio Varese (1° solaio, corpo D)

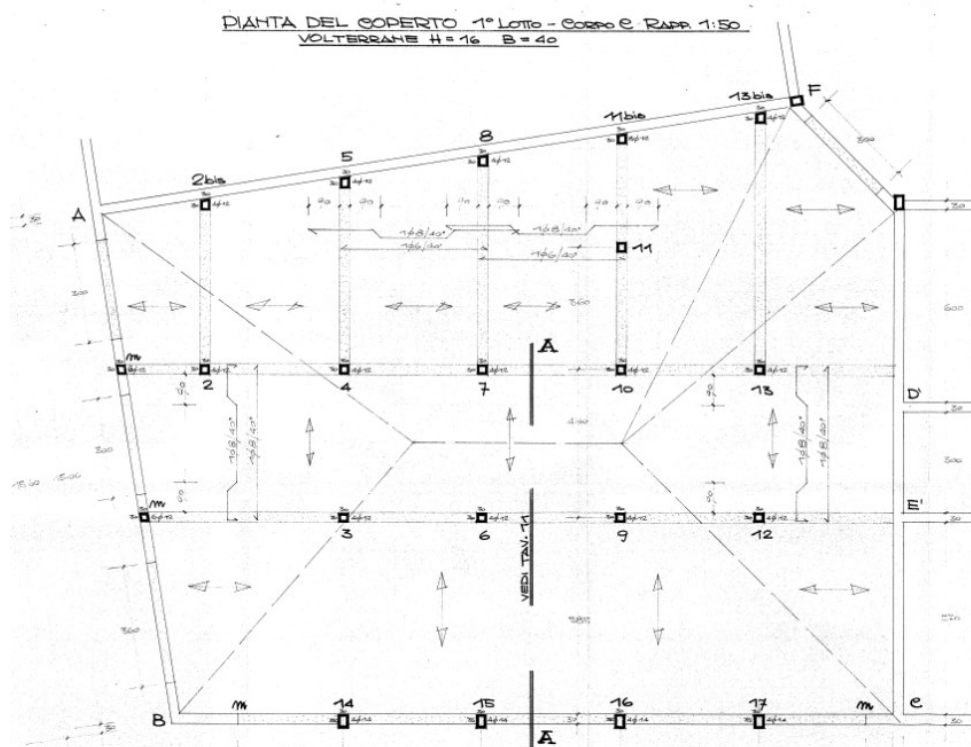
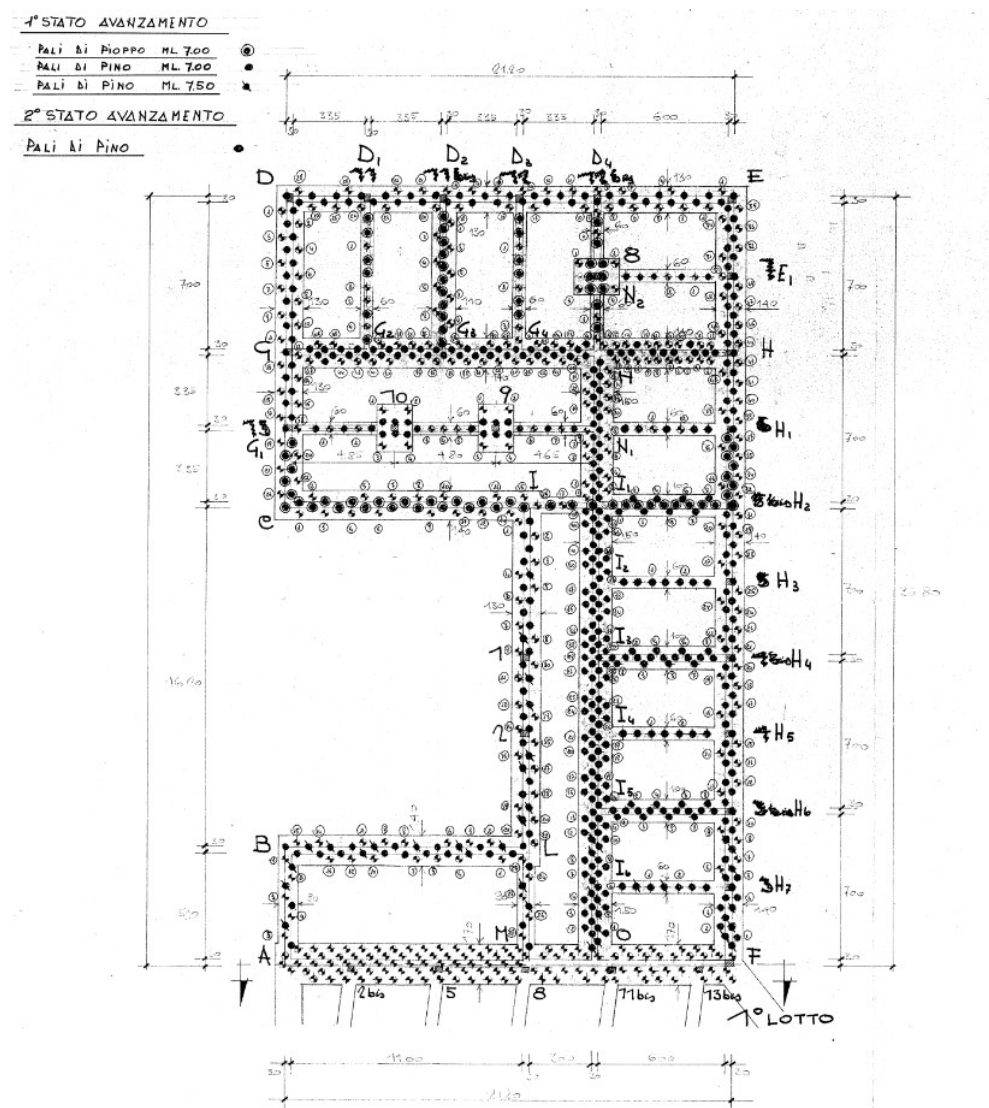


Figura 9: Pianta strutture di copertura del sottotetto corpo C – solaio con Volterrane H=16

Le fondazioni sono di tipo profondo con pali in legno di pioppo e di pino collegati da plinti e travi in c.a.

Sulla base degli elaborati di progetto dei differenti corpi che compongono il complesso edilizio della Scuola Fattibello, le fondazioni risultano essere realizzate mediante travi o plinti di fondazione impostati su pali in legno di diverso diametro ed essenza, come visibile dagli stralci delle tavole riportati nelle immagini a seguire.





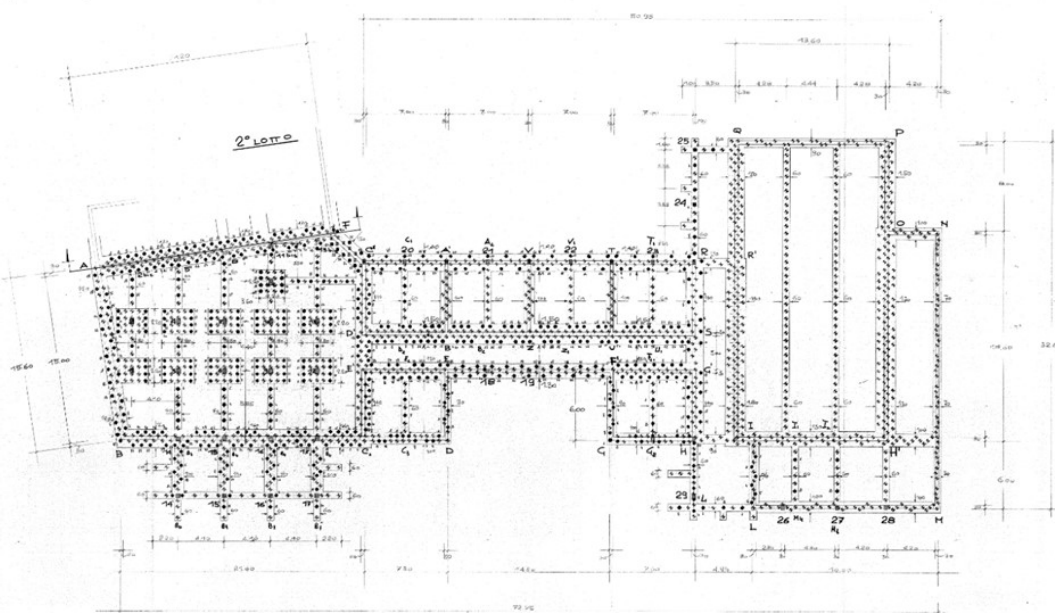


Figura 11 - Pianta pali corpi A, B, C

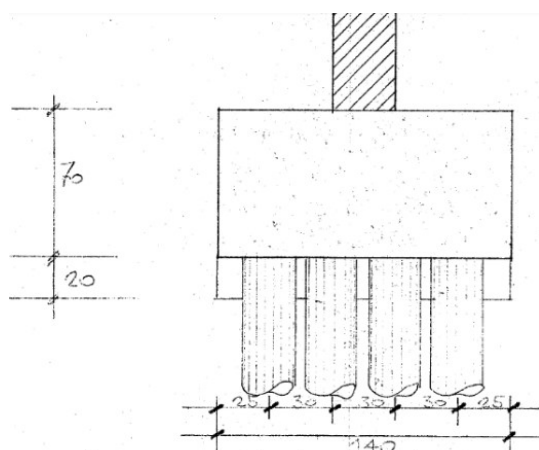


Figura 12 Schema tipico della fondazione in corrispondenza del perimetro indagato

## 6. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Lo scopo del presente piano di opere è l'adeguamento sismico, ai sensi delle vigenti NTC2018, dell'unità strutturale denominata CORPO D. Tale obiettivo si traduce nel raggiungimento di un livello di sicurezza sismico pari almeno all'80% della richiesta per edifici di nuova costruzione.

La soluzione progettuale intrapresa è stata studiata analizzando le peculiarità costruttive del fabbricato, dove si registra la formazione di un giunto naturale, manifestatosi attraverso un quadro fessurativo marcato, in corrispondenza di un restringimento in pianta



che genera certamente un'irregolarità planimetrica sia in ambito statico che, a maggior ragione, in ambito sismico.

Il quadro fessurativo, sottoposto e mantenuto sotto monitoraggio con controllo in remoto, è evidente a parete in corrispondenza del restringimento del fabbricato evidenziato a seguire, e soprattutto in corrispondenza di tutti i solai, da calpestio del p.t. al sottotetto. In generale, il quadro fessurativo di tutto il complesso scolastico è localizzato in tale area.

E' stato redatto un piano quotato che consente di verificare chiaramente (al di là delle differenze di quota tra corpo C e D) come vi sia una rotazione del pavimento del p.t. verso il prospetto Ovest.

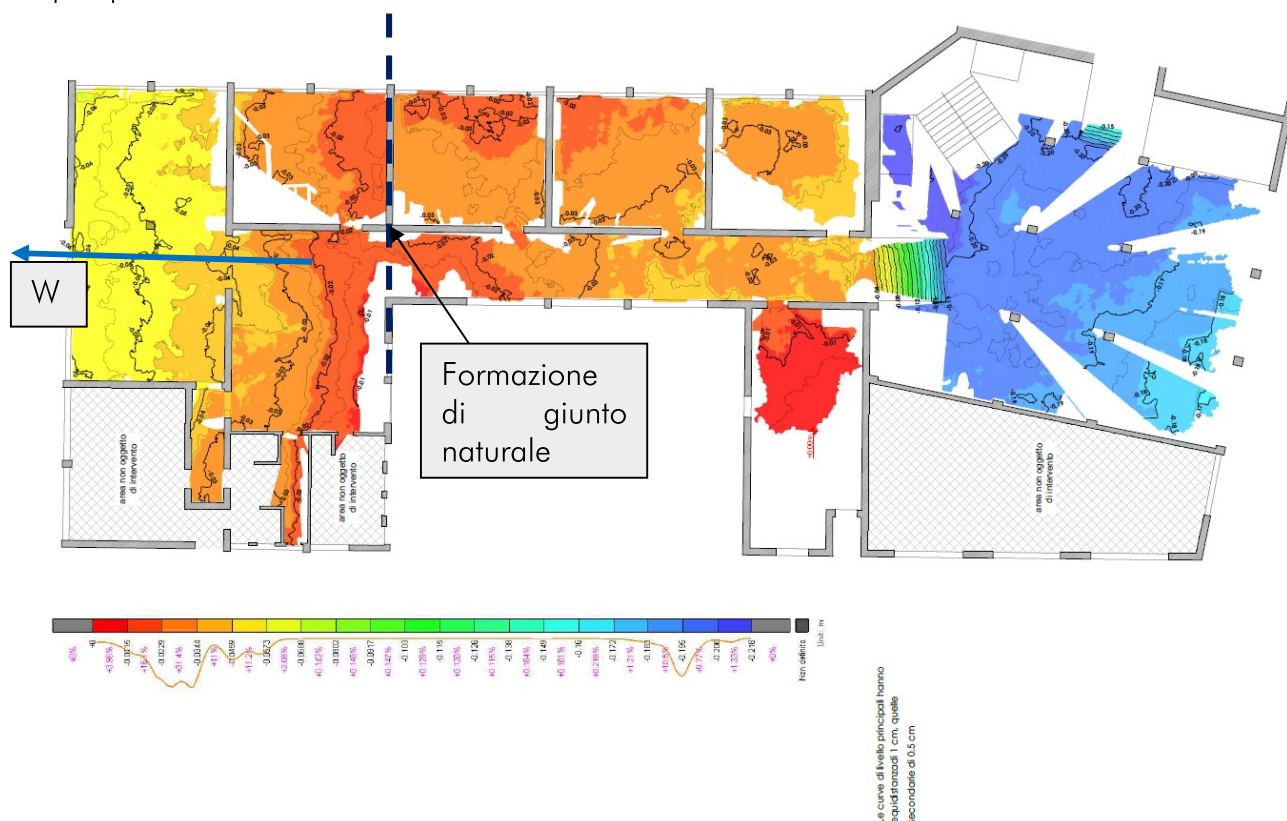


Figura 13 - Piano quotato

Tale criticità è riconducibile ad un fenomeno verificatosi negli anni recenti, ovvero il progressivo degrado dei pali in legno di fondazione dell'unità strutturale D1 che ha manifestato cedimenti fondali ed una distorsione marcata in direzione Est-Ovest, con massimo cedimento sul fronte Ovest. A completezza del quadro diagnostico, si sottolinea la presenza di una criticità analoga per l'asilo nido presente ad Ovest del fabbricato.

Su tali basi, verrà realizzato un giunto sismico avente spessore di 4 cm la cui funzione è quella di suddividere il corpo D in due unità strutturali dinamicamente indipendenti, successivamente denominate corpo D1 e D2.



Figura 14 - Posizionamento del giunto sismico

Tale giunto interesserà sia i prospetti esterni che tutti gli orizzontamenti, ovvero solaio di calpestio del piano terra, solaio di calpestio del piano primo, solaio di calpestio del piano sottotetto e coperto. Sul lato del corpo D2, verrà realizzato un nuovo telaio in c.a. a costituire un elemento irrigidente per l'unità strutturale così individuata.

Per il corpo D1, invece, verranno realizzati n°2 setti in c.a. esterni con funzione di irrigidimento, impostati ciascuno su fondazioni profonde realizzate con n°6 micropali profondi 10 metri, a partire dall'intradosso del plinto in c.a., in corrispondenza di ogni setto. E' previsto altresì il consolidamento di un setto murario sul lato nord dell'edificio, in corrispondenza dell'attacco del nuovo setto, mediante intonaco armato.

Per il corpo D1, per cui il quadro distorsivo è marcato e sono state riscontrate criticità dei pali di in legno, è prevista l'esecuzione di sottofondazioni mediante pali in acciaio "pressoinfissi", volti a integrare le fondazioni esistenti degradate. Data l'invasività e l'onerosità dell'intervento, non è possibile estendere l'intervento al corpo D2 o agli altri edifici del complesso dove tra l'altro, allo stato attuale, non si riscontrano quadri fessurativi o distorsioni rilevanti. Si procederà comunque ad un monitoraggio per escludere un'estensione del fenomeno di degrado dei pali esistenti.

Si tratta di una tecnica che prevede la realizzazione di pali in acciaio di piccolo diametro infissi nel terreno a conci di circa 75-100 cm, sfruttando quale contrasto la massa del fabbricato. La peculiarità di tale tipologia di intervento, specifica per edifici esistenti, è quella di fornire, nel corso dell'infissione con martinetto oleodinamico, un diagramma che consente di verificare l'effettiva portata del palo ovvero il peso sostenuto. I pali sono così immediatamente attivi, ovvero non si verificano i cedimenti che, nel caso di pali tradizionali per edifici nuovi, sono necessari per attivare la portata laterale e la portata alla punta.



L'altro aspetto favorevole della tecnologia è la certezza della portata, trattandosi a tutti gli effetti di un "collaudo" su ogni palo.

Si riportano a seguire le fasi operative per la realizzazione dell'intervento di sottofondazione delle strutture esistenti, differenziando tra interventi in corrispondenza di telai in c.a. o strutture in muratura.

- INTERVENTO IN CORRISPONDENZA DEI PALI IN C.A.
  - Demolizione del marciapiede in c.a. sp.20 cm;
  - Rimozione del terreno sino a portare alla luce l'estradosso della fondazione (sp.20-30 cm);
  - Esecuzione di uno o più carotaggi diam. 200 mm per verificare la presenza di pali in legno pre-esistenti (profondità carotaggio 70 cm su calcestruzzo e 30 cm al di sotto della fondazione);
  - Fornitura e posa in opera della flangia di base in acciaio zincato o verniciato con n° 4 inghisaggi diam.20 mm L=50 cm realizzati con resina;
  - Fornitura e posa in opera del castelletto in acciaio;
  - Installazione del martinetto ed inizio dell'infissione dei conci diam.160/12 con contrasto sul telaio in acciaio (nota: prevedere punta allungata per eventuale presenza di lenti di ghiaia o materiale incoerente) L=13,7 metri circa (12+0,7+1);
  - Spessoramento per installazione del martinetto piccolo, saldatura angolari 80x80x8 ed esecuzione della coazione sino a portate indicate dalla D.L.;
  - Getto finale;
  - Rimozione del castelletto.
- INTERVENTO IN CORRISPONDENZA DEI SETTI IN MURATURA
  - Demolizione localizzata del marciapiede in c.a. sp.20 cm;
  - Rimozione lastre in marmo di rivestimento;
  - Installazione architrave di ripartizione HEA240 L=80-100 cm;
  - Esecuzione di breccia nella muratura;
  - Taglio dell'eventuale collo di fondazione e relativa armatura;
  - Esecuzione di uno o più carotaggi diam. 200 mm per verificare la presenza di pali in legno pre-esistenti (profondità carotaggio 70 cm su calcestruzzo e 30 cm al di sotto della fondazione);
  - Installazione del martinetto ed inizio dell'infissione dei conci diam.160/12 con contrasto sul telaio in acciaio (nota: prevedere punta allungata per eventuale presenza di lenti di ghiaia o materiale incoerente) L=13,7 metri circa (12+0,7+1);
  - Spessoramento per installazione del martinetto piccolo, saldatura angolari 80x80x8 ed esecuzione della coazione sino a portate indicate dalla D.L.

- Riempimento con cls fluido;
- Ripristino di intonaci;
- Ripristino lastra esterna.

E' previsto, infine, anche un intervento di "pulizia" e regolarizzazione del giunto esistente rispetto al corpo D con eventuale allargamento dell'intercapedine, interposizione di materiale compressibile se quello presente risultasse eccessivamente rigido, o formazione del giunto in corrispondenza di elementi architettonici (es.cornici) non adeguatamente concepiti.

## 7. ANALISI STORICO-CRITICA

Come già riportato nella descrizione delle strutture, la documentazione in nostro possesso è sufficientemente completa da poter datare la costruzione del fabbricato al 1971. In base a quanto si è potuto esaminare, nel corso degli anni non sono stati eseguiti interventi rilevanti per la compagine strutturale ma unicamente modifiche alle partizioni interne ed interventi di manutenzione ordinaria. La destinazione d'uso è rimasta invariata dalla realizzazione del fabbricato.

Sono stati messi a disposizione dall'Amministrazione Comunale gli elaborati strutturali originali di progetto di seguito descritti:

ANNO DI INTERVENTO	DESCRIZIONE	Progettista	Impresa	DESCRIZIONE SINTETICA/NOTE
1971	Lavori per la costruzione dell'edificio Scolastico Elementare di Comacchio Centro Sud – 1° lotto	Dott. Ing. Silvestroni Ennio	Silvestroni Marino e F.Ili (Russi - RA)	
1971	Lavori per la costruzione dell'edificio Scolastico Elementare di Comacchio Centro Sud – 1° lotto	Dott. Ing. Silvestroni Ennio	Silvestroni Marino e F.Ili (Russi - RA)	
2011	Libretto sanitario sullo	Tecnoindagini		

	sfondellamento dei solai e vulnerabilità elementi non strutturali	s.r.l. Dott. Ing. Marco Gallotta		
--	---	---	--	--

Si riporta a seguire la tabella dei pilastri, rimandando alle tavole di rilievo per maggiori dettagli.

COMUNE DI COMACCHIO  
OPERE DI EDILIZIA SCOLASTICA

LAVORI PER LA COSTRUZIONE  
DELL'EDIFICIO SCOLASTICO  
ELEMENTARE DI COMACCHIO  
CENTRO SUD.

IMPRESA: SILVESTRONI MARINO E F.<sup>MA</sup>  
S. RAUERAZIO DI RUSSI-RA-

TABELLA DEI PILASTRI  
2° LOTTO

IL CALCOLATORE



VISTA la distribuzione delle  
strutture progettate dal Cal-  
colatore dell'Impresa,  
**SI APPROVA** per la rispon-  
denza delle medesime con il  
progetto di costruzione.

IL DIRETTORE DEI LAVORI

8 OTT. 1971

L'INGEGNERE CAPO  
DIRETTORE DEI LAVORI  
(Dott. Ing. Carlo DURANTI)

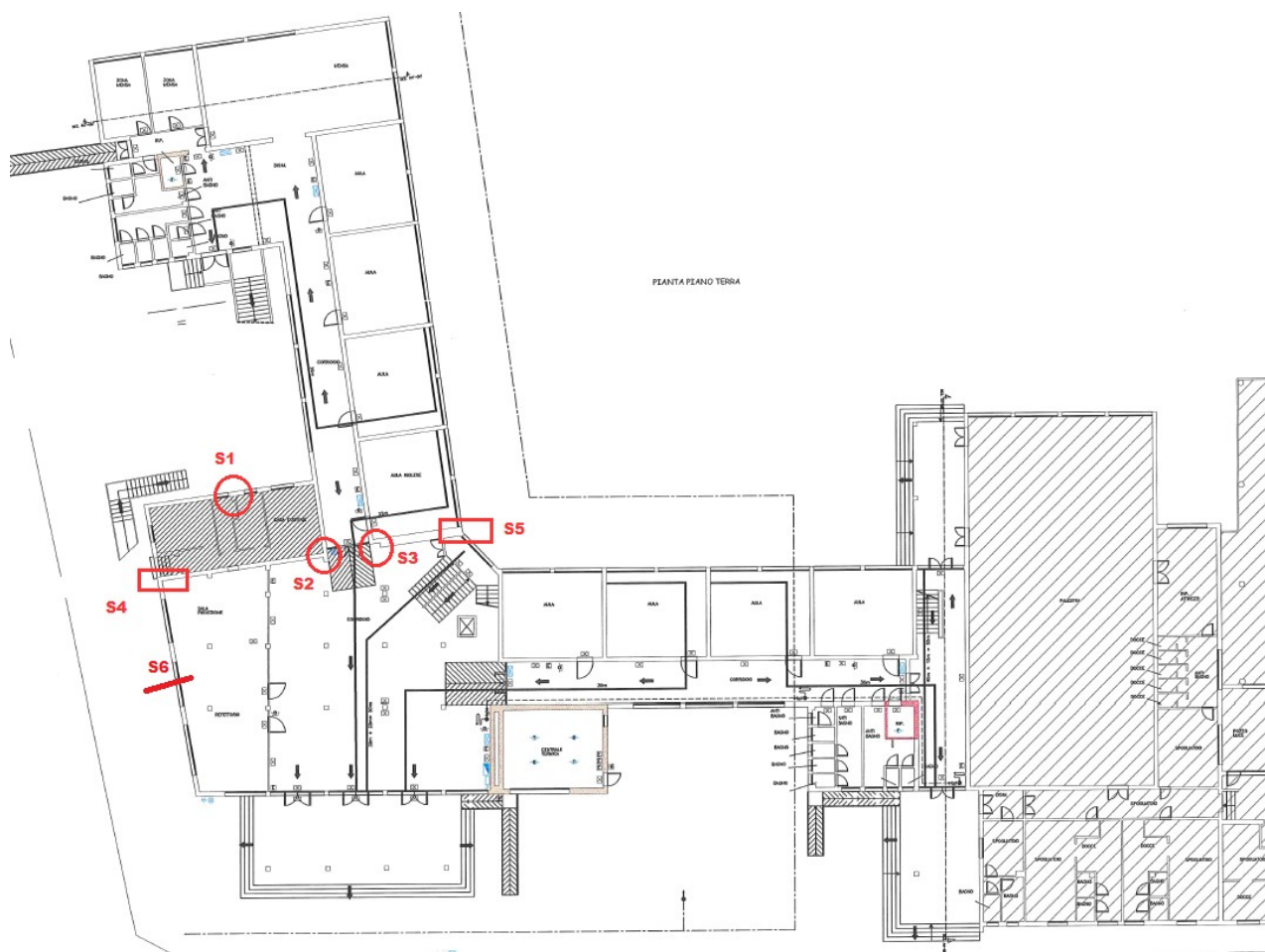
TAV. 8

PRESERIZIONI CEMENTO ARMATO  
FERRO SEMIDURO  
CEMENTO 730

TABELLA DEI PILASTRI		
PILASTRI	1° ORDINE	2° ORDINE
1-2-F-3 3bis-4-4bis 5-5bis-6 H-7-E-12bis 12-11bis-11 D-G-13- C'	30x40 4φ14 + 2φ12	30x40 4φ12 + 2φ10
8-9-10	30x30 - 4φ14	30x30 - 4φ12

Al fine di validare i dati presenti nel progetto, è stata eseguita una campagna di saggi come descritto puntualmente a seguire.





S1 – verificare la presenza del pilastro in c.a., e rimozione dell’intonaco e del coperferro sino a portare alla luce le barre d’armatura verticali ed almeno una staffa – Esito: pilastro non presente, struttura in muratura;

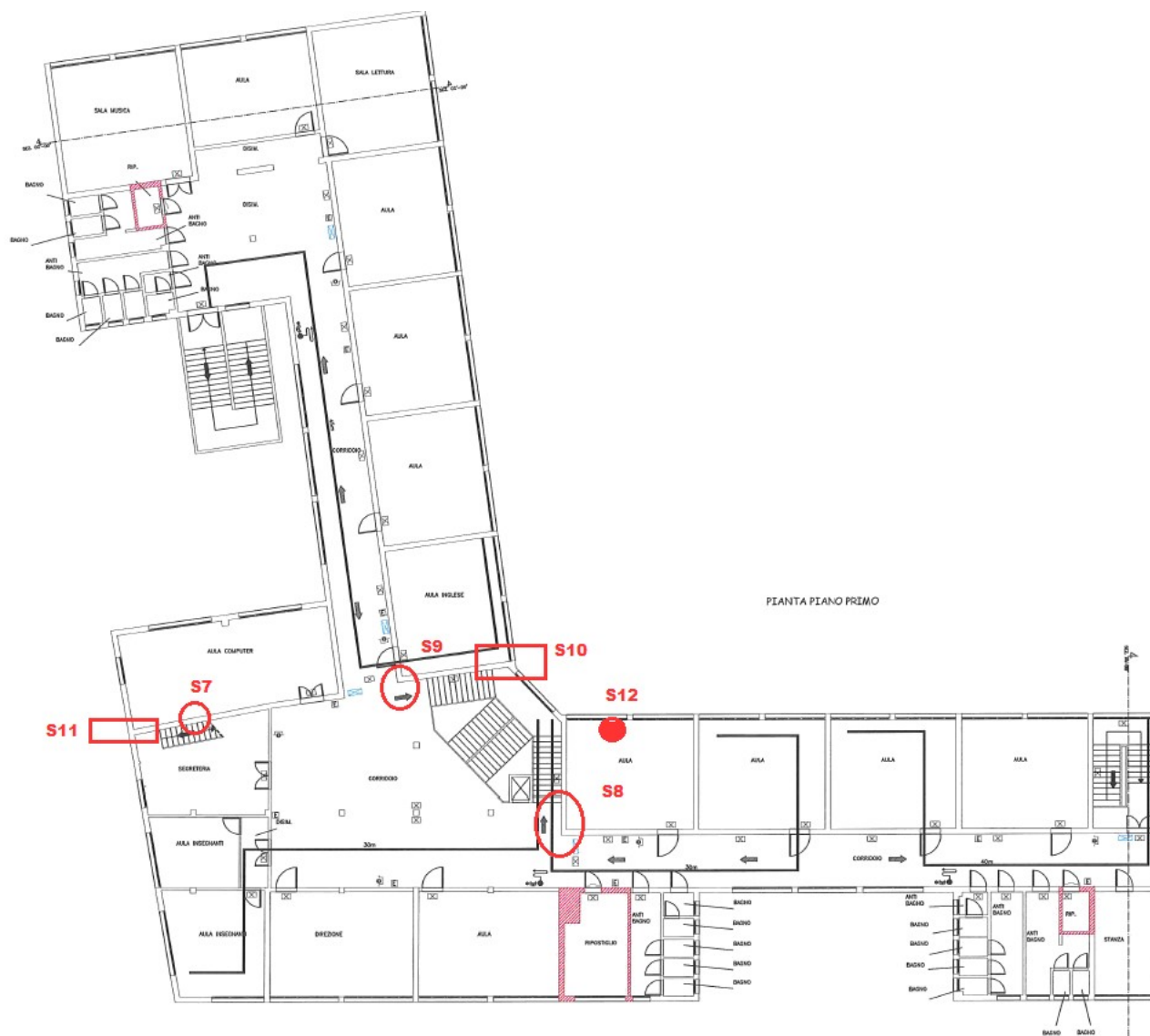
S2, S3 – verificare la presenza del pilastro, LA CUI POSIZIONE RISULTA VARIATA RISPETTO ALLE TAVOLE DI PROGETTO, e rimozione dell’intonaco e del coperferro sino a portare alla luce le barre d’armatura verticali ed almeno una staffa - Esito: pilastro presente;

S4 – rimozione dell’intonaco dall’esterno del fabbricato in corrispondenza della cavillatura visibile sul prospetto tra le aree C e D per verificare la presenza di un eventuale giunto Esito: giunto presente;

S5 – rimozione dell’intonaco dall’interno del fabbricato al fine di definire la natura del giunto visibile dall’esterno del fabbricato Esito: giunto presente;



S6 – sondaggio dall'esterno per confermare la presenza di un solaio Varese congruente con quanto riportato negli elaborati grafici e per una prima valutazione del livello di conservazione delle strutture alla luce delle particolari e non favorevoli condizioni igrometriche dell'ambiente. Esito: solaio congruente ;



S8 – verifica dell'attacco tra trave e muratura portante;



S9 – verificare la presenza del pilastro, e rimozione dell’intonaco e del coperiferro sino a portare alla luce le barre d’armatura verticali ed almeno una staffa Esito: pilastro presente;

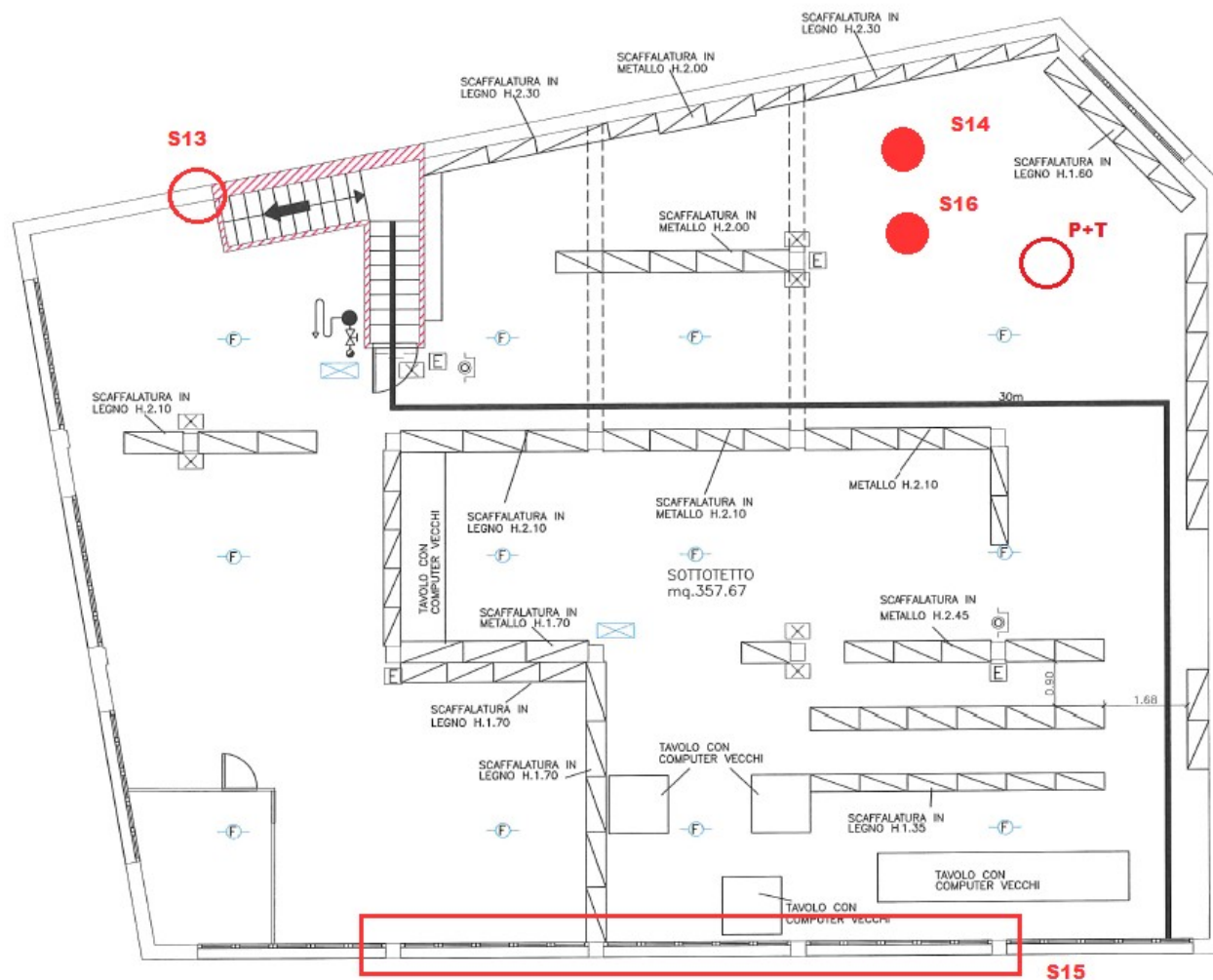
S10 – rimozione dell'intonaco dall'interno del fabbricato al fine di definire la natura del giunto visibile dall'esterno del fabbricato Esito: giunto presente;

S11 – rimozione dell'intonaco dall'esterno del fabbricato in corrispondenza della cavillatura visibile sul prospetto tra le aree C e D per verificare la presenza di un eventuale giunto Esito: giunto presente;

S12 – sondaggio a pavimento per confermare la presenza di un solaio con Volterrane congruente con quanto riportato negli elaborati grafici con particolare riferimento alla presenza di una soletta in c.a. Potrà essere valutata la possibilità di eseguire il sondaggio in prossimità dell'appoggio sulla muratura portante al fine di valutare la presenza di un cordolo perimetrale Esito: solaio congruente - cordolo presente. Le indagini sui solai eseguite anche dalla ditta Tecnoindagini consentono di confermare le caratteristiche desunte dalle tavole di progetto;



Sondaggio a pavimento



S13 – verificare la presenza del pilastro, RIPORTATO NELLE TAVOLE DI PROGETTO MA NON RILEVATO IN SITO, e rimozione dell’intonaco e del copriferro sino a portare alla luce le barre d’armatura verticali ed almeno una staffa;

S14 – sondaggio a pavimento per confermare la presenza di un solaio con “Volterrane” congruente con quanto riportato negli elaborati grafici con particolare riferimento alla presenza di una soletta in c.a. Potrà essere valutata la possibilità di eseguire il sondaggio in prossimità dell’appoggio sulla muratura portante al fine di valutare la presenza di un cordolo perimetrale;

S16 – sondaggio a soffitto per confermare la presenza di un solaio con “Volterrane” congruente con quanto riportato negli elaborati grafici con particolare riferimento alla presenza di una soletta in c.a. Potrà essere valutata la possibilità di eseguire il sondaggio



in prossimità dell'appoggio sulla muratura portante al fine di valutare la presenza di un cordolo perimetrale;

Avendo quale riferimento gli elaborati grafici di progetto, sono stati condotti n° 4 saggi in fondazione, finalizzati a verificare le caratteristiche tipologiche, dimensionali e lo stato di conservazione delle strutture di fondazione.

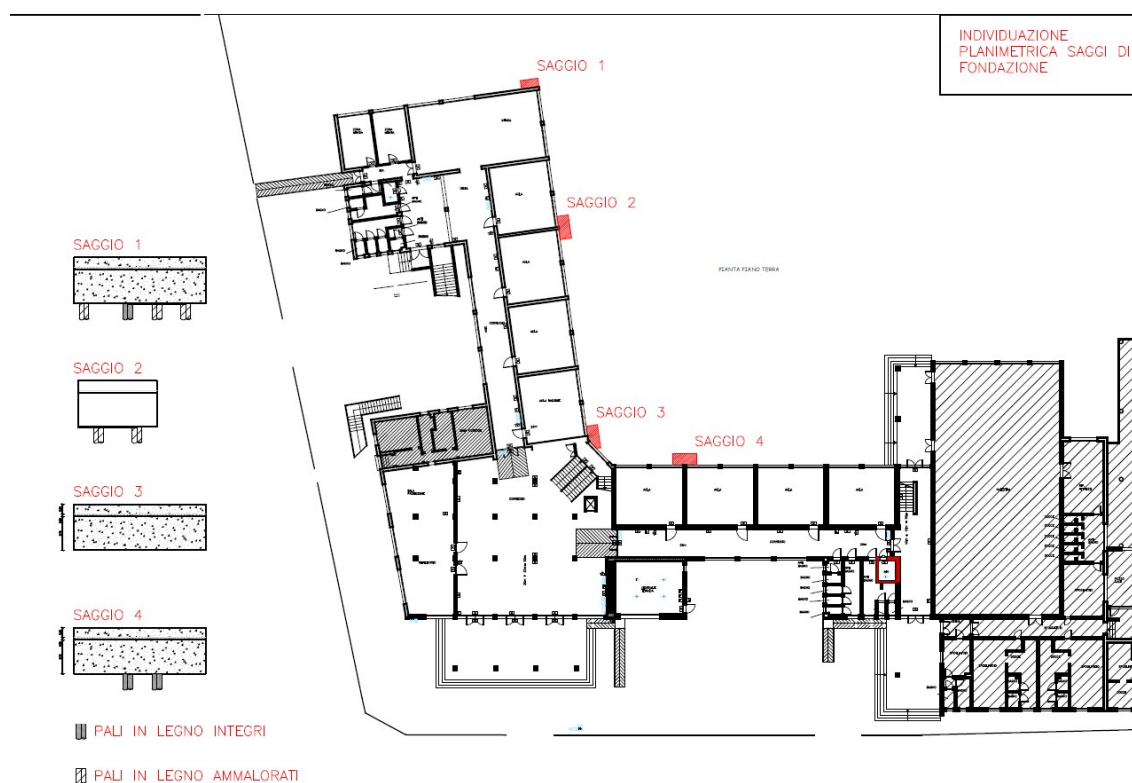


Figura 15 - Ubicazione saggi in fondazione

### SAGGIO 1:

Stratigrafia:

- Marciapiede in c.a. sp.20 cm;
- Strato di ghiaia sp.5 cm;
- Trave di fondazione sp.70 cm;
- Pali in legno profondità non indagabile

Lo scavo ha consentito di visionare la posizione di n° 4 pali in legno, diam. circa 20 cm, di cui solo uno in buono stato di conservazione ed a contatto con la soprastante trave in c.a. Per i rimanenti pali, la sezione risulta completamente degradata e la fondazione in c.a. priva di appoggio. Non è stata individuata la quota della falda, conseguentemente la porzione sommitale dei pali non è immersa in acqua.



*Figura 16 - Testa palo degradato*

## SAGGIO 2

Stratigrafia:

- Marciapiede in c.a. sp.20 cm;
- Strato di ghiaia sp.5 cm;
- Trave di fondazione sp.70 cm;
- Pali in legno profondità non indagabile

Lo scavo ha consentito di visionare la posizione di n° 2 pali in legno, diam. Circa 20 cm, di cui nessuno in buono stato di conservazione, ovvero la sezione risulta completamente degradata e la fondazione in c.a. priva di appoggio. Non è stata individuata la quota della falda, conseguentemente la porzione sommitale dei pali non è immersa in acqua.

## SAGGIO 3

Stratigrafia:

- Marciapiede in c.a. sp.20 cm;
- Strato di ghiaia sp.5 cm;
- Trave di fondazione sp.70 cm;
- Pali in legno non visibili
- Falda quota -1,60 da estradosso marciapiede

Il terzo saggio è stato eseguito in corrispondenza del giunto tra il corpo D e le u.s. pre-esistenti. Date le particolari condizioni operative e l'interferenza con alcuni elementi esistenti, non è stato possibile eseguire indagini approfondite al di sotto della fondazione in c.a. Si riscontra, tuttavia, la presenza di pali in legno parzialmente degradati fuori dal sedime di fondazione, presumibilmente risalenti alla fase di cantiere. Non sono visibili

evidenti giunti o una traccia sulla trave di fondazione ad indicare ripresa del getto. L'informazione più significativa desunta dalla presente indagine riguarda la quota della falda, che si attesta a -1,60 m.

#### SAGGIO 4

Stratigrafia:

- Marciapiede in c.a. sp.20 cm;
- Strato di ghiaia sp.5 cm;
- Trave di fondazione sp.70 cm;
- Pali in legno profondità non indagabile

La necessità di eseguire il quarto saggio è emersa data l'impossibilità di desumere dati completi dalla terza prova, che avrebbe dovuto fornire informazioni sullo stato di conservazione dei pali dei blocchi adiacenti al corpo D. Il quarto saggio ha permesso di visionare due pali adiacenti in buono stato di conservazione. La stratigrafia rilevata conferma le letture dei tre saggi rimanenti e l'omogeneità delle fondazioni.

Complessivamente è stata riscontrata la correttezza degli elaborati a disposizione e, per quanto riscontrabile, la congruenza con quanto rilevato.

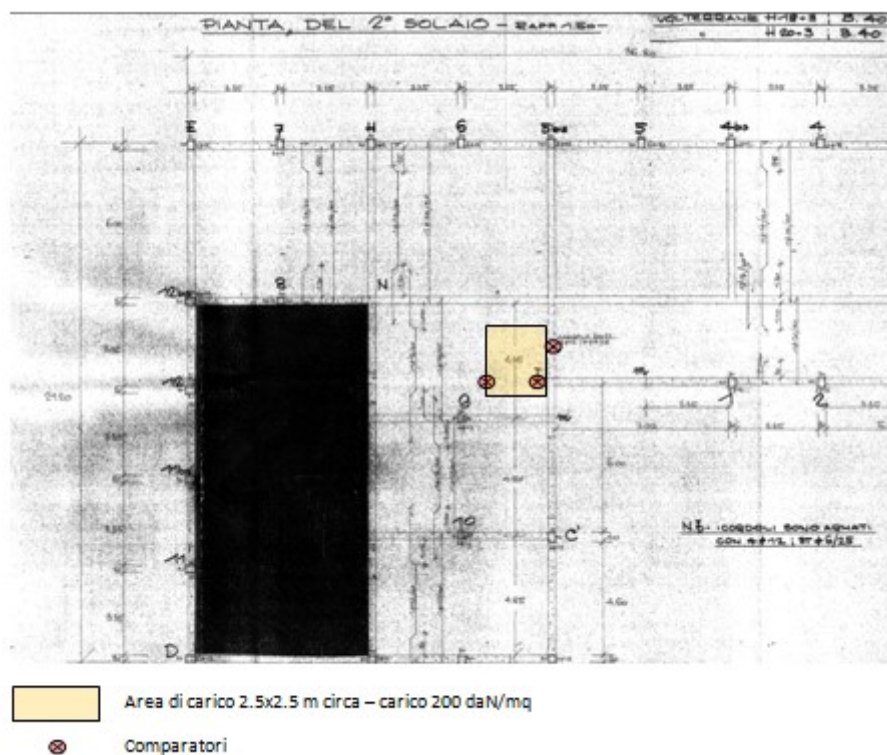
Si ritiene tuttavia necessario, data la mancanza di maggiori indagini e la particolarità del fabbricato, di procedere con le verifiche adottando un livello di conoscenza LC1 come definito al Capitolo 8 delle NTC 2018.

I rilievi eseguiti e i dati desunti dalla documentazione d'archivio sono raccolti negli elaborati grafici RS01, RS02, RS03, RS04, RS05.

E' stata programmata in collaborazione con l'Ufficio Tecnico dell'Amministrazione Comunale una prova di carico sul solaio a calpestio del piano terra per l'area del Corpo D dove rilevato il quadro fessurativo precedentemente analizzato. L'obiettivo è quello di verificare la ripartizione dei carichi sul solaio in corrispondenza del punto di discontinuità. L'ipotesi è di verificare mediante almeno tre estensimetri le deformazioni del solaio (ed il possibile insorgere di un quadro fessurativo) per un carico distribuito ipotizzato di 200 daN/mq su impronta 2.5x2.5 m.

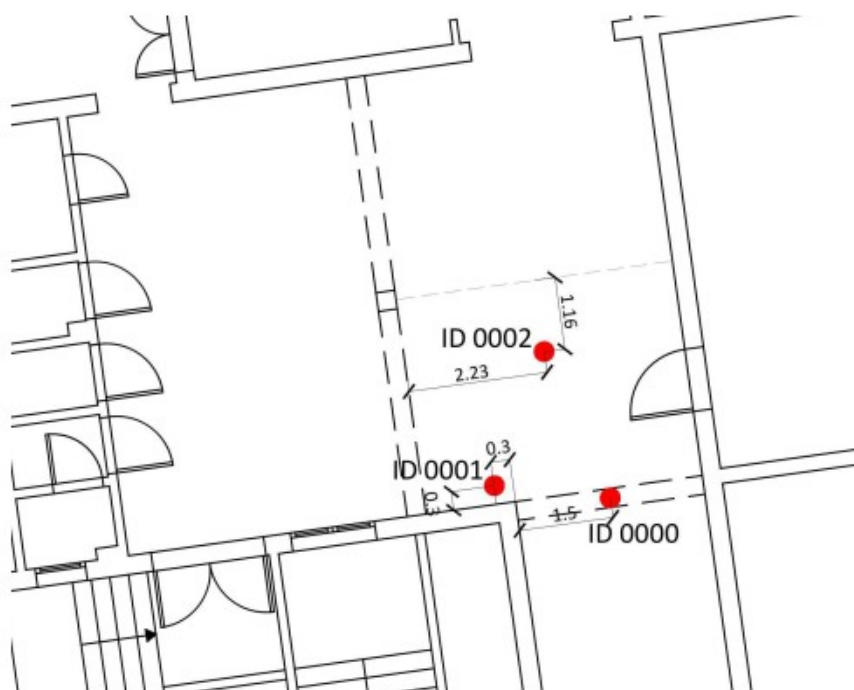
Si tratta di un valore inferiore al carico accidentale inferiore a quello previsto dalle NTC 2018 per la categoria C1 e comunque sufficiente per la verifica della capacità di ripartizione dei carichi dell'impalcato.





Schema posizionamento comparatori da ipotesi di progetto

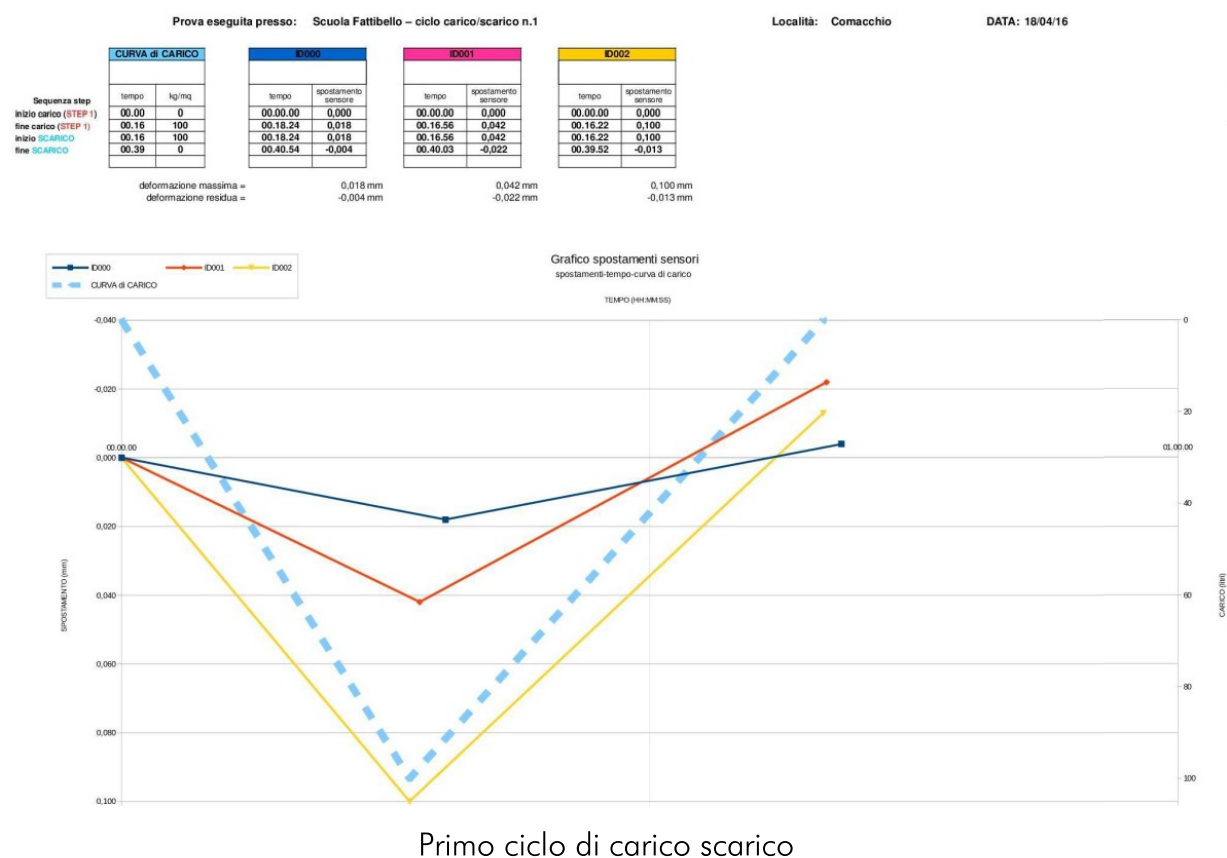
Le prove sono state eseguite dalla ditta Sicuring s.r.l. e trasmesse allo scrivente in data 27.10.2016.

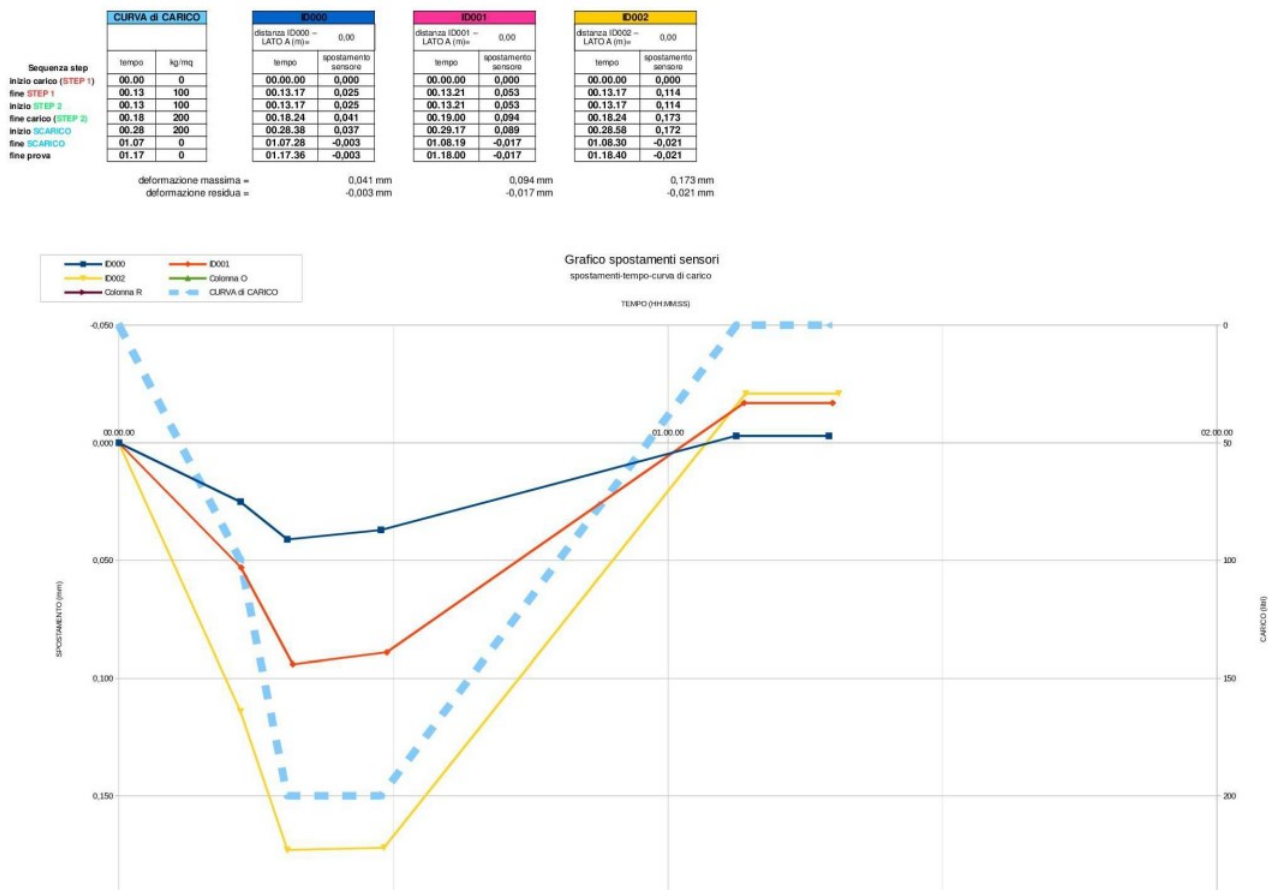


Schema effettiva localizzazione dei comparatori

Dall'esame delle deformazioni rilevate per i tre comparatori, emerge che, in prossimità delle pareti (vedasi comparatore 001) non esiste un effettivo vincolo da parte della muratura perimetrale o un collegamento efficace. Tale condizione porta ad ipotizzare l'assenza di una soletta, di un collegamento o altro elemento di ripartizione in grado di assorbire eventuali differenze di comportamento tra le porzioni del fabbricato a differente sviluppo planimetrico.

Complessivamente, il comportamento del solaio è di tipo elastico e risulta idoneo al carico di progetto.





Secondo ciclo di carico scarico

## 8. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle indagini precedentemente eseguite e sebbene la documentazione d'archivio risulti esaustiva ed attendibile, si utilizza cautelativamente un livello di conoscenza pari a LC1 con fattore di confidenza  $FC=1.35$ .

All'interno del software di calcolo viene impostato il livello di conoscenza LC1.

**Passo 1**

**Classe d'uso**

☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

☐ II edifici ordinari

☒ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

☐ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Osservazioni:

**Pericolosità e zonazione**

☐ pericolosità sismica

☐ Modalità di progettazione semplificata per zona 4

**Strutture esistenti**

☒ LC1: conoscenza limitata

☐ LC2: conoscenza adeguata

☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC: 1.35

**S (oriz.)**

**Sv (vert.)**

**T**

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

## 9. RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI

### 9.1. CALCESTRUZZO ED ACCIAIO ELEMENTI ESISTENTI

Sono state condotte una serie di prove, distruttive e non distruttive, da parte del laboratorio LIFE sui calcestruzzi dei pilastri (anno 2016).

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO UNI EN 12504-1:2009									
progressivo prova	campione	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di Rottura	f <sub>CA</sub>	R <sub>C1</sub>	R <sub>C1m</sub>
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
1	605-01	94,5	96,0	1,02	2191	151,9	21,7	21,8	21,8
2	605-02	94,5	96,0	1,02	2112	129,0	18,4	18,5	
3	605-03	94,5	96,0	1,02	2197	180,1	25,7	25,8	
4	605-04	94,5	96,0	1,02	2170	212,8	30,3	30,5	
5	605-05	94,5	96,0	1,02	2153	125,0	17,8	17,9	
6	605-06	94,5	96,0	1,02	2076	104,2	14,9	14,9	
7	605-07	94,5	96,0	1,02	2146	157,1	22,4	22,5	
8	605-08	94,5	96,0	1,02	2146	153,8	21,9	22,1	

Tali prove sono state integrate da indagini sui calcestruzzi delle fondazioni nel 2021.

Data prove: 28/04/2021

ID	Sigla campione	Descrizione Verbale di prelievo	Data prelievo	Dimensioni			Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico di rottura [kN]	Resistenza unitaria $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo di rottura [C/NC]
				$\varnothing$	h	$\lambda$				
				[mm]	[mm]	[-]				
1	1A	FONDAZIONE	23/04/21	94	94	1,00	2247	172,7	24,9	C
2	1B	FONDAZIONE	23/04/21	94	95	1,01	2287	197,0	28,4	C
3	1C	FONDAZIONE	23/04/21	94	97	1,03	2280	178,3	25,7	C
4	2A	FONDAZIONE	23/04/21	94	94	1,00	2255	192,7	27,8	C
5	2B	FONDAZIONE	23/04/21	94	96	1,02	2286	205,8	29,7	C
6	2C	FONDAZIONE	23/04/21	94	97	1,03	2308	176,8	25,5	C
7	2D	FONDAZIONE	23/04/21	94	95	1,01	2311	220,1	31,7	C
8	3A	FONDAZIONE	23/04/21	94	94	1,00	2344	295,5	42,6	C
9	3B	FONDAZIONE	23/04/21	94	95	1,01	2343	277,2	39,9	C
10	3C	FONDAZIONE	23/04/21	94	96	1,02	2341	224,1	39,9	C

Data prove: 28/04/2021

No.	Sigla campione	Descrizione Verbale di prelievo	Data prelievo	Dimensioni			Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico di rottura [kN]	Resistenza unitaria $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo di rottura [C/NC]
				$\varnothing$	h	$\lambda$				
				[mm]	[mm]	[-]				
11	3D	FONDAZIONE	23/04/21	94	93	0,99	2344	259,0	37,3	C

Nell'ambito delle prove integrative del 2021, sono state eseguite verifiche a trazione sull'acciaio di fondazione.

Data prove: 28/04/2021

Provino							Snervamento		Rottura		
ID	Codice/ Posizione in opera	Tipo*	Parte d'opera	$\phi_{nom}$ [mm]	$m_u$ [kg/m]	$\phi_{eq.}$ [mm]	$f_y$ [MPa]	$f_y/f_{ynom}$ [--]	$f_t$ [MPa]	$f_t/f_y$ [--]	$A_{gt}$ [%]
1	1A	t.l.	longitudinale - fondazione	16	1,578	16,0	420,8	-	642,6	1,53	20,3
2	1B	t.l.	staffa fondazione	10	0,613	10,0	468,6	-	631,5	1,35	19,8
3	2	t.l.	staffa fondazione	10	0,616	10,0	446,9	-	588,2	1,32	14,3
4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Valori di compressione sulle carote - ANNO 2016	218	
	185	
	258	
	305	
	179	
	149	
	225	
	221	
ANNO 2021	249	
	284	
	257	
	278	
	297	
	255	
	317	
	426	
	399	
	399	
373		
Media generale	277.58	kg/cm²
Scarto quadratico medio sull'intero	76.77	kg/cm²
Resistenza minima	149.00	
s/Rm	0.28	accettabile
I valori ottenuti vanno divisi per 0.85 per tenere conto del disturbo legato al prelievo in situ		
Edifici esistenti LC1 - $f_{cd}=R_m/(F_C\gamma)$		
fcd (valore di calcolo sulla media generale)	137	kg/cm²



La dispersione dei dati, quantificata attraverso lo scarto quadratico medio, risulta accettabile.

Nelle *analisi non lineari* si adottano i valori MEDI dei parametri di resistenza dei materiali, ridotti attraverso il fattore di confidenza.

Figura 17 - Implementazione parametri di calcolo analisi non lineari

Il valore del modulo elastico è calcolato a partire dalla formula:

$$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} \text{ [N/mm}^2\text{]} = 298975 \text{ daN/cm}^2$$

Per quanto riguarda l'acciaio si riportano i valori di calcolo per meccanismi duttili e fragili in LC1.

ACCIAIO			
1A		4208	kg/cm <sup>2</sup>
1B		4686	kg/cm <sup>2</sup>
2		4469	kg/cm <sup>2</sup>
Media generale		4454.33	kg/cm <sup>2</sup>
Scarto quadratico medio sull'intero		239.34	kg/cm <sup>2</sup>
Meccanismi duttili LC1		3299.506173	kg/cm <sup>2</sup>
Meccanismi fragili LC1		2869.135802	kg/cm <sup>2</sup>



Figura 18 - Saggi integrativi in fondazione, anno 2021

## 9.2. CALCESTRUZZO ED ACCIAIO PER VERIFICHE STATICHE SUI SOLAI

Non essendo stati indagati i materiali costitutivi dei solai, ed a favore di sicurezza, per le verifiche statiche sui solai si adottano i parametri di calcolo che caratterizzano un calcestruzzo C25/30 con  $FC=1.35$  corrispondente ad un livello di conoscenza LC1.

VERIFICHE STATICHE SUI SOLAI: $f_{cd}$ per C25/30, in LC1		
<b><math>f_{cd}</math></b>	141.7	kg/cm <sup>2</sup>
<b>In LC1 - <math>f_{cd}/FC</math></b>	104.96	kg/cm <sup>2</sup>

Per lo stesso motivo, dati i valori di resistenza piuttosto elevati desunti dalle prove eseguite sugli acciai, le verifiche sui solai vengono eseguite adottando i parametri di riferimento riportati negli elaborati di progetto, opportunamente ridotti attraverso i coefficienti di sicurezza.

Secondo quanto riportato negli elaborati strutturali di progetto è stato adottato un acciaio del tipo SEMIDURO.

“La normativa tecnica italiana ha regolamentato le caratteristiche meccaniche degli acciai per c.a. fin dai primi anni del '900. Concentrando l'attenzione sulle normative che interessano il trentennio in esame, va ricordato, innanzitutto, il Regio Decreto legge 16/11/1939 n° 2228-2232 le cui prescrizioni relativamente agli acciai lisci sono rimaste in vigore fino al 1972, in quanto di fatto la Circolare del Ministero dei LL.PP. 23/05/1957 n.1472 cambia solo la denominazione delle categorie di acciaio ma non i contenuti. Il Regio Decreto legge 16/11/1939 n° 2228-2232 introduce una classificazione dell'acciaio da c.a. definita da tre categorie: acciaio dolce, semiduro e duro. I parametri meccanici considerati in questa classificazione sono il carico di rottura a trazione, la tensione di snervamento e l'allungamento percentuale a rottura.”<sup>1</sup>

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

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

Nel caso in esame, il cui progetto risale alla fine degli anni '60 inizio anni '70 venivano ancora utilizzate le indicazioni riportate nel R.D. legge del 1939. In particolare le caratteristiche di riferimento dell'acciaio per c.a. indicato come SEMIDURO (analoghe ad Aq50) sono di:

$$f_{yk} = 270 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 500 - 600 \text{ MPa}$$

Nel caso in esame, come per il calcestruzzo, verranno adottati i sopraindicati parametri caratteristici di resistenza, fattorizzati per il coefficiente di sicurezza sul materiale (1.15 secondo NTC §4.1.2.1.1.3) e per il fattore di confidenza 1.35 (LC3).

<sup>1</sup> ReLUIS – Le caratteristiche meccaniche degli acciaio impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980 – G.M.Verderame, P.Ricci, M.Esposito, F.C.Sansiverio – Dipartimento di Ingegneria Strutturale, università degli Studi di Napoli Federico II.

### 9.3. CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA (CIRCOLARE 7/2019 §C8.A.2)

Poiché non sono state effettuate prove sui materiali ma è stato eseguito lo studio della geometria, si è raggiunto un Livello di Conoscenza LC1, a cui corrisponde un fattore di confidenza  $FC=1.35$  (analogamente al calcestruzzo).

Per questo sono stati adottati i valori minimi di resistenza e medi di elasticità riportati nella tabella C8.5.1 della Circolare, relativi alla voce “muratura in mattoni pieni e malta di calce”.

Tuttavia, trattandosi di muratura di recente realizzazione e con giunti in malta cementizia, tenuto conto che i parametri di riferimento afferiscono a materiali di scarsa qualità, si utilizza il valore medio dei parametri dell’intervallo riportato in tabella (tale assunzione equivale all’applicazione di parametri migliorativi per muratura apparecchiata ad arte e malta con resistenza superiore a  $2\text{N/mm}^2$ ).

**Tabella C8.5.1** -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 squadrati	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  $f_{pu}$  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.

**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 (*)	Intonaco armato (**)	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 squadrati	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  $f_m^{0.35}$  ( $f_m$  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 19 - Implementazione dati

(nota: il fattore di confidenza viene implementato in altra sezione del software di riferimento)

Per muratura esistente consolidata con intonaco armato, si applicano i seguenti coefficienti.



Intervento di consolidamento

Tipologia di muratura originale

☐ Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)
☐ Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno
☐ Muratura in pietre a spacco con buona tessitura
☐ Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)
☐ Muratura a blocchi lapidei squadriati
☒ Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

☐ Muratura originale con malta di buone caratteristiche
☐ Muratura originale con malta di scadenti caratteristiche

Consolidamento con intonaco armato

☒ Muratura originale dotata di una buona connessione trasversale
☐ Muratura originale dotata di scarsa o nulla connessione trasversale
☐ Muratura originale dotata di scarsa o nulla connessione trasversale, non migliorata dal consolidamento

Consolidamento con diafani artificiali

☐ Muratura originale dotata di scarsa o nulla connessione trasversale

Altri interventi (per analisi lineari)

☐ Compositi fibrorinforzati
☐ Tirantature metalliche diffuse

Schema applicazione:

Non previsto

Incremento conseguibile

Resistenza: 1.15

Rigidezza: 1.15

OK

Annulla

## 9.4.MATERIALI DA COSTRUZIONE NUOVI

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere identificati univocamente a cura del produttore, qualificati secondo la responsabilità del produttore e accettati del Direttore dei Lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali e di accettazione.

Nel caso specifico si riportano i riferimenti per i parametri caratteristici e di calcolo adottati in fase di progetto, rimandando al Capitolato Speciale D'Appalto per ogni altra prescrizione.

### CALCESTRUZZO (T.U. paragrafo 11.2)

Le opere in c.a. previste nel piano di interventi vengono realizzate adottando calcestruzzi specifici per le diverse aree di intervento aventi le seguenti caratteristiche.

ELEMENTO	CLASSE DI RESISTENZA	ESPOSIZIONE	RAPPORTO a/c
FONDAZIONI	C32/40	XS1	0.5
TRAVI E SOLETTE	C28/35	XC2	0.5
PILASTRI E SETTI ESTERNI	C32/40	XC4/XS1	0.5
MAGRONE	C15/20		

Si rimanda alle tabelle materiali ed alle specifiche di CSA e relazione di calcolo per ogni altro dato e precisazione.

40

Le resistenze di calcolo  $f_d$  si ottengono mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale,

$\gamma_m$  sono i coefficienti parziali del materiale.

Per il cls. la resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  è:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \bullet f_{ck}}{\gamma_c}$$

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 cilindrica a compressione del cls. a 28 giorni.

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

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

Nel caso di solette e pareti gettate in opera e con spessori minori di 5 cm., la resistenza di calcolo a compressione è da considerarsi pari a 0,80  $f_{cd}$

La resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd}$  vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

#### ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO (T.U. paragrafo 4.1.2.1.1.3)

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili e controllati.

Si adotta acciaio B450C caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y,nom}: 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom}: 540 \text{ N/mm}^2$$

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 $\phi$	

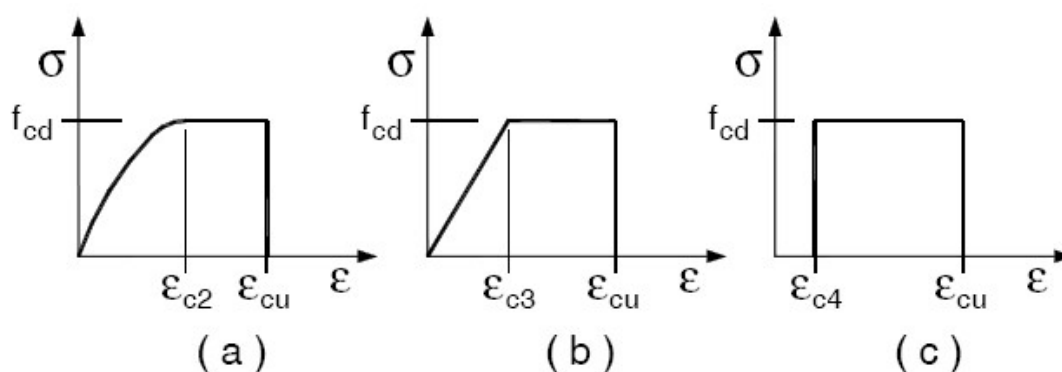
## IPOTESI DI CALCOLO E DIAGRAMMI COSTITUTIVI

Il dimensionamento a sforzo normale e flessione delle sezioni in c.a. viene eseguito effettuando le seguenti ipotesi di base:

- cls. non resistente a trazione;
- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e cls.;
- rottura del cls per compressione al raggiungimento della sua capacità deformativi ultima a compressione ( $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{‰}$ );
- rottura dell'acciaio a trazione al raggiungimento della capacità ultima di deformazione del materiale.

Il calcolo della capacità di resistenza della sezione viene eseguito adottando per i materiali i seguenti diagrammi costitutivi:

- Si adottano per il cls. i seguenti modelli costitutivi, definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  e alla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$



**Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\varepsilon$  per il calcestruzzo**

In figura sono rappresentati i modelli  $\sigma$  -  $\varepsilon$  per il cls: (a) parabola – rettangolo; (b) triangolo rettangolo; (c) rettangolo (stress block)

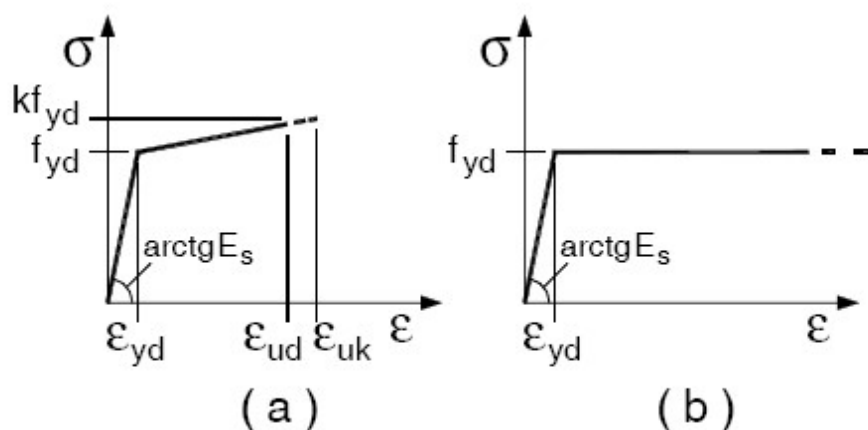
In particolare si può porre:

$$\varepsilon_{c2} = 0,20 \% \quad \varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,175\% \quad \varepsilon_{c4} = 0,07\%$$

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per deformazione ultima a rottura il valore  $\varepsilon_{c2}$  anziché  $\varepsilon_{cu}$  (CALCOLO A COMPRESSIONE SEMPLICE).

- 1) Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare modelli basati sul valore di deformazione ultima del materiale  $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk} [\varepsilon_{uk} = (A_{gt})k]$ , sul valore di calcolo della resistenza  $f_{yd}$  e sul rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$ .



**Figura 4.1.2– Modelli  $\sigma$ - $\varepsilon$  per l'acciaio**

In particolare i calcoli a seguire si basano sul diagramma rappresentativo del comportamento elastico perfettamente plastico.

#### ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE 11.3.4

Per i profili metallici si prevede l'adozione di acciaio S275JR conforme a UNI EN 10025-2.

Per i tubi da micropali, si adotta un acciaio S355 conforme a UNI EN 10025-2.

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
<b>S 275</b>	<b>275</b>	<b>430</b>	<b>255</b>	<b>410</b>
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.3.IX

Si adottano i seguenti parametri di progetto (NTC 2018 11.3.4.1) :

Modulo elastico  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità trasversale  $G = E/2(1 + \nu) \text{ N/mm}^2$



Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,3$

Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Densità  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

La resistenza di calcolo delle membrature adottata per il presente progetto,  $R_d$ , si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tutto l'acciaio dovrà essere zincato a caldo.

Si prescrive la classe di esecuzione EXC3

## BULLONERIE E SALDATURE

Bulloneria ad alta resistenza conforme per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 di classe 8.8 UNI EN ISO 898-1:2001 come recepito all'art.11.3.4.6.1 delle NTC2008 e riportato nelle tabelle 11.3.XII.a/b (riportate a seguire) della suddetta normativa tecnica per le costruzioni.

**Tabella 11.3.XII.a**

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

**Tabella 11.3.XII.b**

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	300	480	649	900
$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	500	600	800	1000

Le saldature dovranno essere eseguite in classe di qualità B ai sensi della UNI EN ISO 5817:2014.

## MURATURA NUOVA

Tutte le riparazioni locali della muratura dovranno avvenire utilizzando mattoni pieni aventi caratteristiche geometriche simili a quelli esistenti.

Si prescrivono le seguenti resistenze minime:

- Mattoni pieni con resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ) calcolata sull'area al lordo delle forature non inferiore a 5 Mpa e resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante non inferiore a 1.5Mpa.
- Malta classe M15.

## 10.ANALISI DELLE AZIONI STATICHE E DINAMICHE

### 10.1. ANALISI DEI CARICHI STATICI VERTICALI

Si riporta a seguire l'analisi dei carichi allo stato di fatto per i solai. La verifica è condotta adottando i carichi permanenti desunti dalle relazioni tecniche a firma dell'ing. Ennio Silvestroni, mentre il carico accidentale è quello attribuito dalle vigenti norme ad edifici di tipo scolastico.

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	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	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
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Figura 20 – Sovraccarichi di riferimento NTC 2018

CORPO D-----

ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO – SOLAIO PIANO TERRA E PIANO PRIMO

Peso proprio	130	daN/mq
Soletta	75	daN/mq
Tramezzi	80	daN/mq
Pavimento	100	daN/mq
Totale permanenti	385	daN/mq
Carico accidentale	300	daN/mq

Nota: il carico riportato nella relazione di calcolo ed adottato nel progetto dell'edificio è pari a 400 daN/mq, ovvero superiore al valore indicato dalla vigente norma.

Stringa identificativa	
<b>Dati di carico</b>	
G1: peso proprio e perm. def...	305.0 [daN/ m2 ]
G2: permanenti NON definiti	80.0 [daN/ m2 ]
Sovraccarico variabile	300.0 [daN/ m2 ]
Coefficiente psi0	0.7
Coefficiente psi1	0.7
Coefficiente psi2	0.6
<input type="checkbox"/> Autoportante	
G1iso: quota peso proprio is...	0.0 [daN/ m2 ]
<b>Generalità</b>	
Categoria	ND

Figura 21 - Parametri implementati all'interno del software di calcolo

#### ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO – SOFFITTI LUCE 3.6-3 m

Peso proprio	80	daN/mq
<u>Intonaco</u>	<u>30</u>	<u>daN/mq</u>
<b>Totale permanenti</b>	<b>110</b>	<b>daN/mq</b>

#### ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO – SOFFITTI LUCE 6-7 m

Peso proprio	120	daN/mq
<u>Intonaco</u>	<u>30</u>	<u>daN/mq</u>
<b>Totale permanenti</b>	<b>150</b>	<b>daN/mq</b>

(soffitto non praticabile)

#### ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO – COPERTURA

Peso proprio	120	daN/mq
<u>Tegole curve e guaina</u>	<u>45</u>	<u>daN/mq</u>
<b>Totale permanenti</b>	<b>165</b>	<b>daN/mq</b>
Carico accidentale (neve)	80	daN/mq (si veda il calcolo al paragrafo successivo)

Nota: il sovraccarico da neve riportato nella relazione di calcolo ed adottato nel progetto dell'edificio è pari a 150 daN/mq, ovvero superiore al valore indicato dalla vigente norma.

Carico solaio tipico

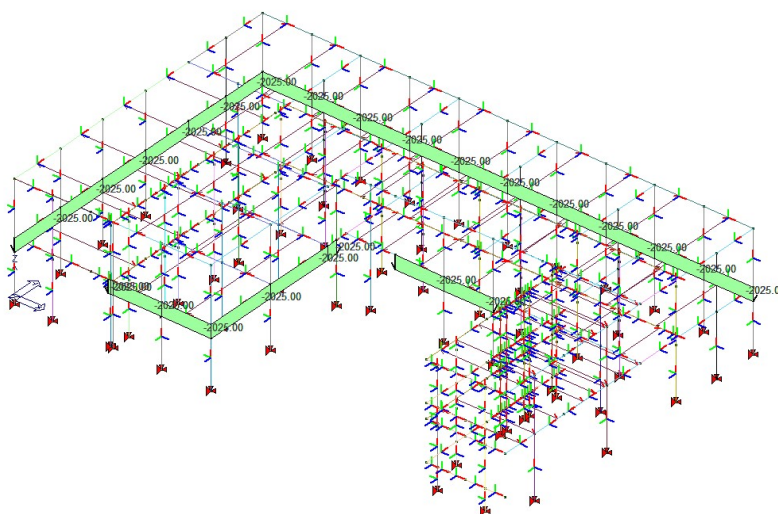
Stringa identificativa	SOTTOTETTO E COPERTO
<b>Dati di carico</b>	
G1: peso proprio e perm. def...	315.0 [daN/ m2 ]
G2: permanenti NON definiti	0.0 [daN/ m2 ]
Sovraccarico variabile	80.0 [daN/ m2 ]
Coefficiente psi0	0.7
Coefficiente psi1	0.5
Coefficiente psi2	0.3
<input type="checkbox"/> Autoportante	
G1iso: quota peso proprio is...	0.0 [daN/ m2 ]
<b>Generalità</b>	
Categoria	ND

OK Annulla

Figura 22 - Parametri implementati all'interno del software di calcolo (nota: si utilizzano i coefficienti di amplificazione dei carichi tipici di edifici residenziali)

Come spiegato nel capitolo specifico, avendo eseguito un'analisi pushover, si è definito di concentrare le masse di sottotetto e coperto alla stessa quota per ridurre le incertezze o gli errori legati all'assunzione del punto di controllo che potrebbero affliggere l'analisi.

Viene introdotta la massa dei pannelli di tamponamento in corrispondenza dei telai in c.a. e assunta pari a 2025 daN/m (pareti in mattoni pieni di spessore 30 cm, valutati sull'intera altezza). Si tratta di una assunzione cautelativa in quanto sono presenti ampie finestre che riducono a circa 1/3 l'altezza interessata dalla presenza del tamponamento.



Viene trascurata l'azione del vento in quanto del tutto irrilevante se rapportata agli effetti dell'azione sismica.





## 10.2. CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE (NTC 2018 § 3.4)

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_T$$

dove:

- $q_s$  è il carico della neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>] per un periodo di ritorno di 50 anni;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_T$  è il coefficiente termico.

Il Comune di Comacchio appartiene alla Zona II, per la quale per un'altitudine  $a_s < 200$  m il valore di  $q_{sk}$  risulta essere 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

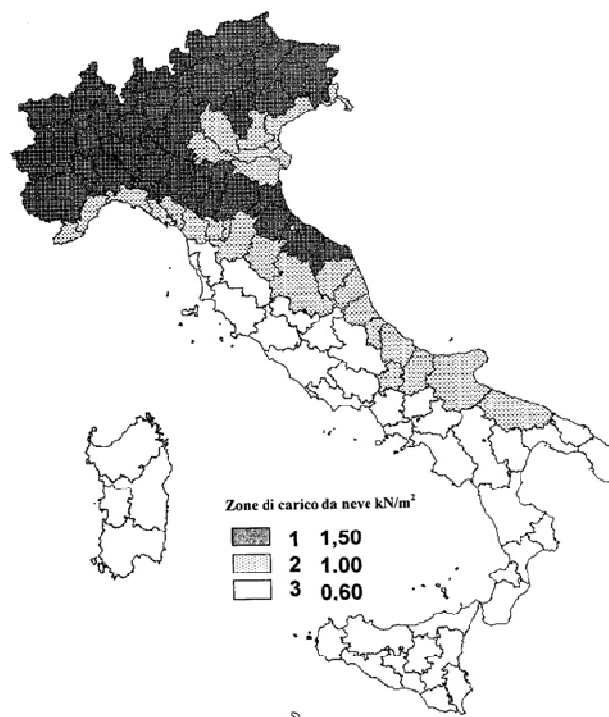


Figura 23: Zone di carico da neve.

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  utilizzato per modificare il valore del carico neve di copertura, in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, verrà

assunto pari ad 1.0, poiché la zona ove è ubicato l'edificio è caratterizzata da una "normale" topografia.

Topografia	Descrizione	$C_E$
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.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

Il coefficiente termico  $CT$ , utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa causato dalla perdita di calore della costruzione, è assunto pari ad 1. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Il coefficiente di forma  $\mu_i$  dipende dall'angolo d'inclinazione della falda, esso può essere desunto dalla seguente tabella; considerando una pendenza certamente inferiore a  $30^\circ$  assume valore pari a 0,8.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Valori del coefficiente di forma.

Il carico della neve risulta quindi essere pari a:  $q_s = 0.8 \text{ kN/mq}$ .

### 10.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI VERIFICA (NTC 2018 § 3.2)

#### VITA NOMINALE (NTC 2018 § 2.4.1)

La vita nominale di un fabbricato, sulla base della definizione fornita al paragrafo 2.4.1 delle NTC è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

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

Trattandosi di edificio realizzato con tecnologie e tecniche costruttive tradizionali, di dimensioni ordinarie sia per lo sviluppo in pianta che in altezza, si adotta come vita nominale  $v_n=50$  anni.

#### CLASSE D'USO (NTC 2018 § 2.4.2)

Per l'analisi sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione dell'operatività o di un eventuale collasso, il fabbricato viene fatto ricadere nella 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"

#### PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (NTC 2018 § 2.4.3)

Il periodo di riferimento  $V_R$  di una costruzione, quantificato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione

$$C_U (V_R = V_N \cdot C_U)$$

riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{ve}$  corrispondente allo Stato Limite (SL) considerato, il periodo di ritorno  $T_r$  di riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito dalla tabella seguente:

**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

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Nel caso in esame  $C_U = 1,5$ , da cui  $V_R = 75$  anni

## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, il rispetto degli stati limite per una struttura ordinaria si considera conseguito:

- Nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno (SLD);
- Nei confronti degli Stati Limite Ultimi, qualora siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

## PARAMETRI DEL SITO

### Allegato A - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELL'EMILIA-ROMAGNA

Codice ISTAT 2001	Provincia	COMUNE	Anno di			Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 1984)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)	
			prima classificazione	declassificazione	riclassificazione				
8038003	FE	BONDENO	2003			N.C.	III	3	
8038004	FE	CENTO	2003			N.C.	III	3	
8038005	FE	CODIGORO	2003			N.C.	III	3	
8038006	FE	COMACCHIO	2003			N.C.	III	3	
8038007	FE	COPPARO	2003			N.C.	III	3	
8038008	FE	FERRARA	2003			N.C.	III	3	
8038009	FE	FORMIGNANA	2003			N.C.	III	3	
8038010	FE	JOLANDA DI SAVOIA	2003			N.C.	III	3	
8038011	FE	LAGOSANTO	2003			N.C.	III	3	
8038012	FE	MASI TORELLO	2003			N.C.	III	3	
8038013	FE	MASSA FISCAGLIA	2003			N.C.	III	3	
8038015	FE	MIGLIARINO	2003			N.C.	III	3	
8038016	FE	MIRABELLO	2003			N.C.	III	3	
8038017	FE	OSTELLATO	2003			N.C.	III	3	
8038018	FE	POGGIO RENATICO	2003			N.C.	III	3	

Città: Comacchio (FE)

Longitudine: 12.183205

Latitudine: 44.691398

Vita nominale: Opere ordinarie  $V_N \geq 50$  anni

Classe d'uso: III

Stati Limite: SLV – SLD

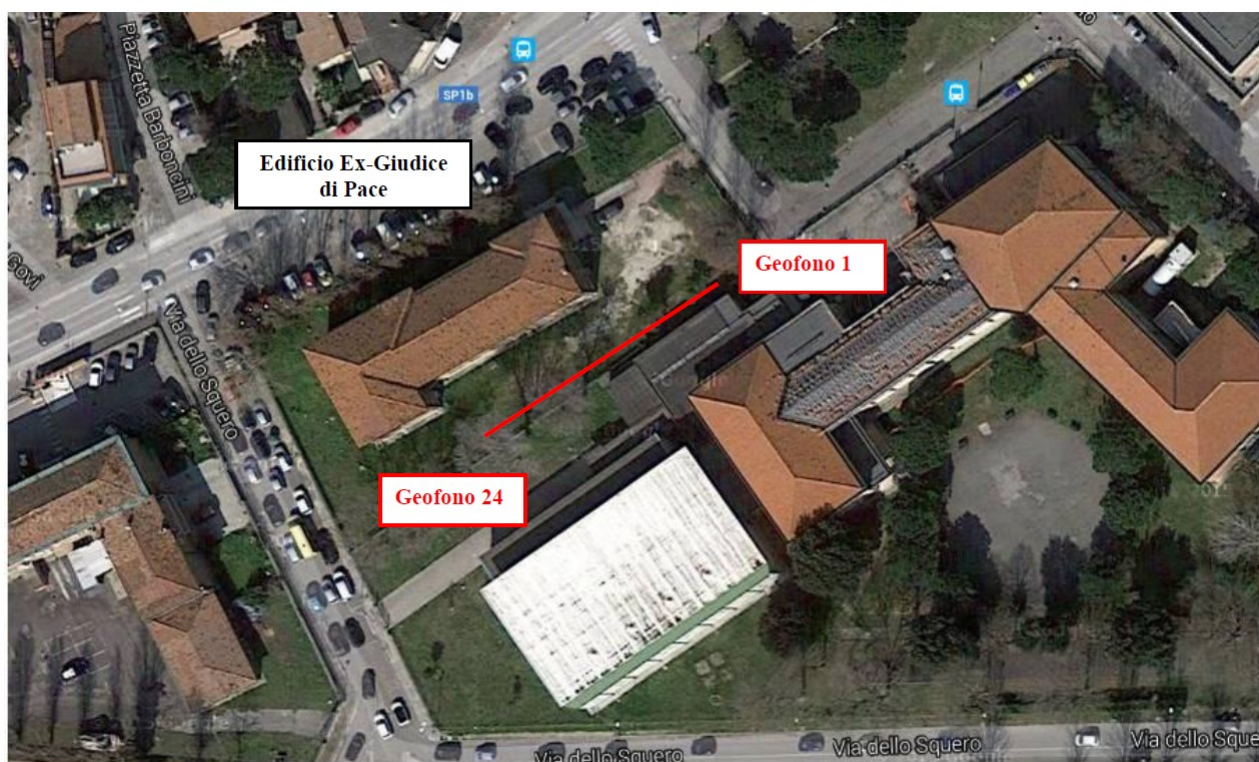


## CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Il Comune di Comacchio ha provveduto alla consegna di numerose prove geotecniche eseguite nell'intorno della scuola, comprese una Risposta Sismica Locale, con indicazioni non uniformi sulla categoria del sottosuolo.

Le prove esaminate sono le seguenti:

- RAPPORTO TECNICO DI PROVA Indagini diagnostico conoscitive presso lo Stabile Ex Giudice di Pace ubicata nel Comune di Comacchio (FE) via Fattibello – Anno 2016 – [Categoria di sottosuolo individuata C](#)



*Area di indagine – Posizione geofoni da 1 a 24*

Figura 24 - Ubicazione MASW anno 2016

- Relazione Geologico – Tecnica – Ampliamento della scuola elementare Fattibello in via Trepponti a Comacchio (FE) – Anno 2001 – Dott. Geol. Thomas Veronese - [Categoria di sottosuolo individuata C](#)

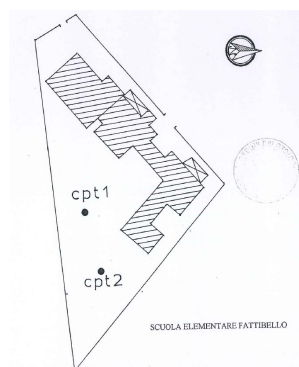


Figura 25 - Posizione CPT 1 e CPT 2

- Modellazione Geologica e Geotecnica – Ristrutturazione ed ampliamento della Caserma Carabinieri di Comacchio in via Trepponti, 17 – Anno 2007 – Dott Geol. Thomas Veronese - [Categoria di sottosuolo individuata C](#)



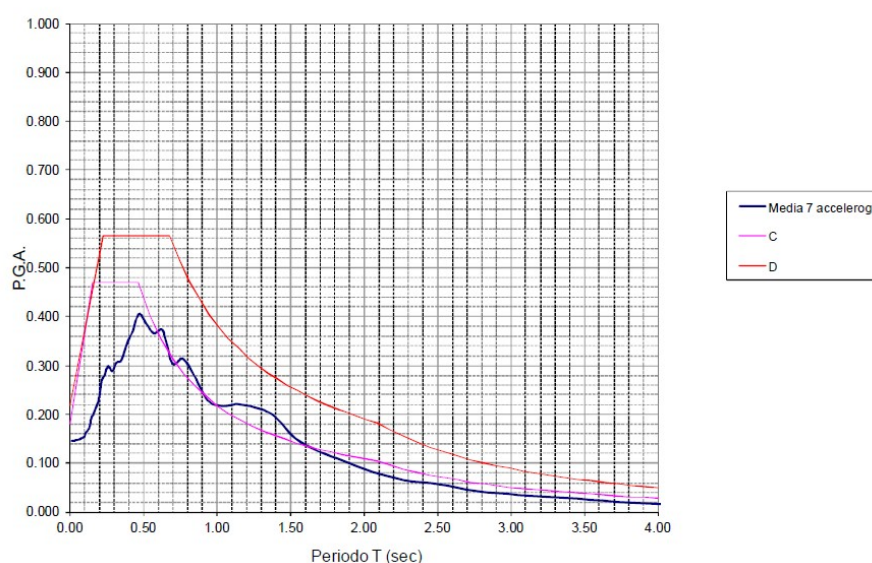
- Studio di risposta sismica locale – Anno 2017 – Dott Geol. Thomas Veronese – [Categoria di sottosuolo individuata D – effettuata analisi RSL](#)



**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

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

**Spettro di risposta in accelerazione**



**Figura 26 - Media accelerogrammi**

Data la variabilità dei dati, sebbene la maggior parte delle indagini restituiscano una categoria di sottosuolo C, verrà utilizzato cautelativamente lo spettro di risposta sismica locale derivante dalle indagini più recenti.

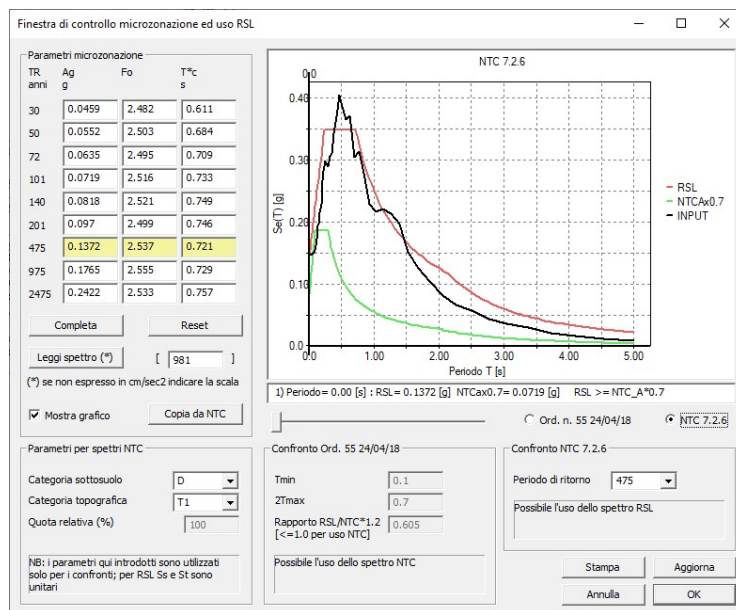


Figura 27 - Accettazione spettro RSL implementato

Come da precedente grafico, lo spettro RSL risponde al requisito di accettazione di cui alle NTC 2018 cap.7.2.6.

- a) I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto, valutato assumendo il 5 % di smorzamento ed ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale e/o di interazione terreno struttura, devono essere almeno pari al 70 % di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

Inoltre, l'utilizzo dello spettro RSL per edifici con periodo proprio molto basso (inferiore a 0,2 sec) è cautelativo e non trascura i picchi dell'accelerogramma fornito dal geologo.

## 11. COMBINAZIONI DI CARICO

**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

Ai fini delle verifiche si adottano le seguenti combinazioni di riferimento:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{12} \cdot Q_{k2} + \Psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

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

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

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

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

I coefficienti parziali per le azioni sono i seguenti:



**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	$\gamma_{Qk}$	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.

## 12. ANALISI STATICHE

Prima di procedere all'analisi di vulnerabilità sismica vera e propria si procederà alla verifica dei solai per le azioni di tipo statico.

Qualora l'esito della verifica risultasse negativo, si provvederà a stabilire se la condizione di non rispondenza sia da imputare a errori progettuali o a modifiche successive delle strutture oppure se sia legato unicamente al cambio di normativa rispetto all'epoca di progettazione. In tale senso si provvederà all'esecuzione del "progetto simulato" adottando i parametri di riferimento delle vecchie normative.

### VERIFICHE STATICHE DEI SOLAI

Sono state eseguite le verifiche statiche dei solai eseguite secondo NTC 2008, avendo individuato un allineamento di riferimento che comprende tutte le luci di calcolo che caratterizzano i solai, armati come visibile nello stralcio della tavola di progetto allegata a seguire.

Tutti i valori di resistenza dei materiali sono ridotti attraverso l'applicazione del fattore di confidenza  $FC=1.35$ , come specificato nel paragrafo dedicato.

I solai del corpo D sono così composti:

- Solaio a calpestio del piano primo: solaio 20+3 o 18+3 a seconda delle aree;
- Solaio di copertura H 16 (rasato).

Si riporta a seguire la verifica di una fascia di solaio, come identificato nella planimetria a seguire, che consente di valutare differenti condizioni statiche e di carico.

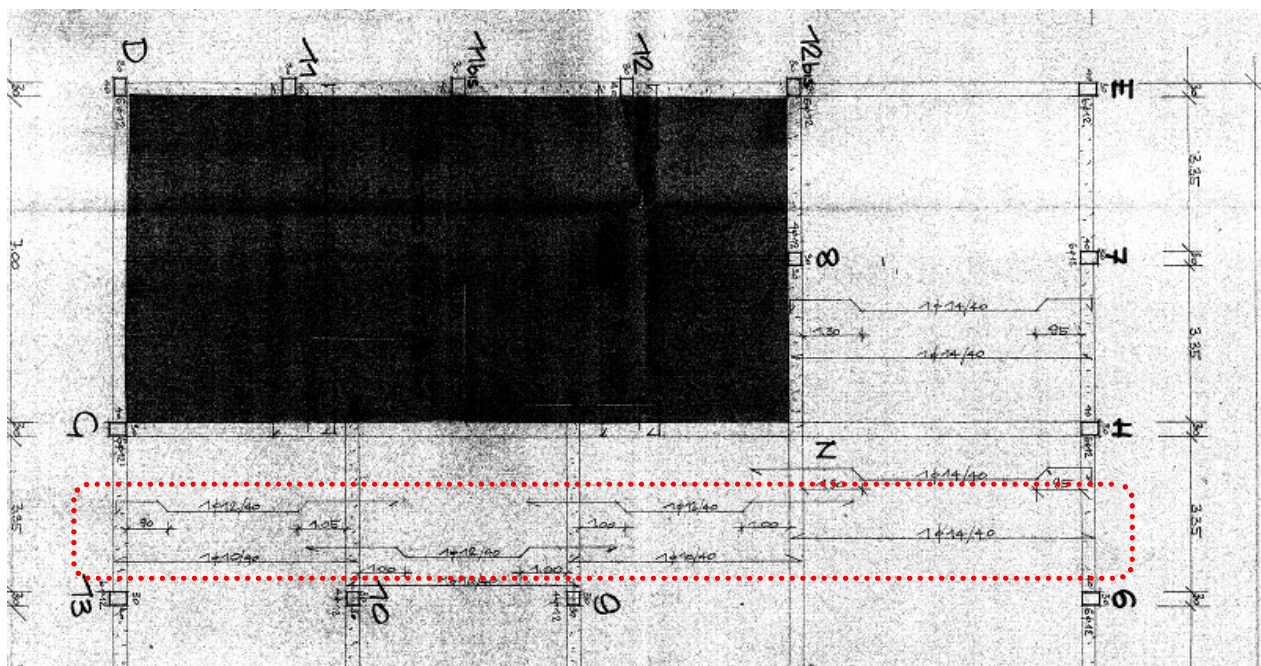


Figura 28: Stralcio della tavola di progetto – individuazione della fascia di solaio oggetto di verifica

Si riporta a seguire il valore dei diagrammi di momento per la fascia di solaio precedentemente identificata, con i valori di carico esplicitati nelle analisi specifiche ed ipotesi di trave continua su vincoli di appoggio.

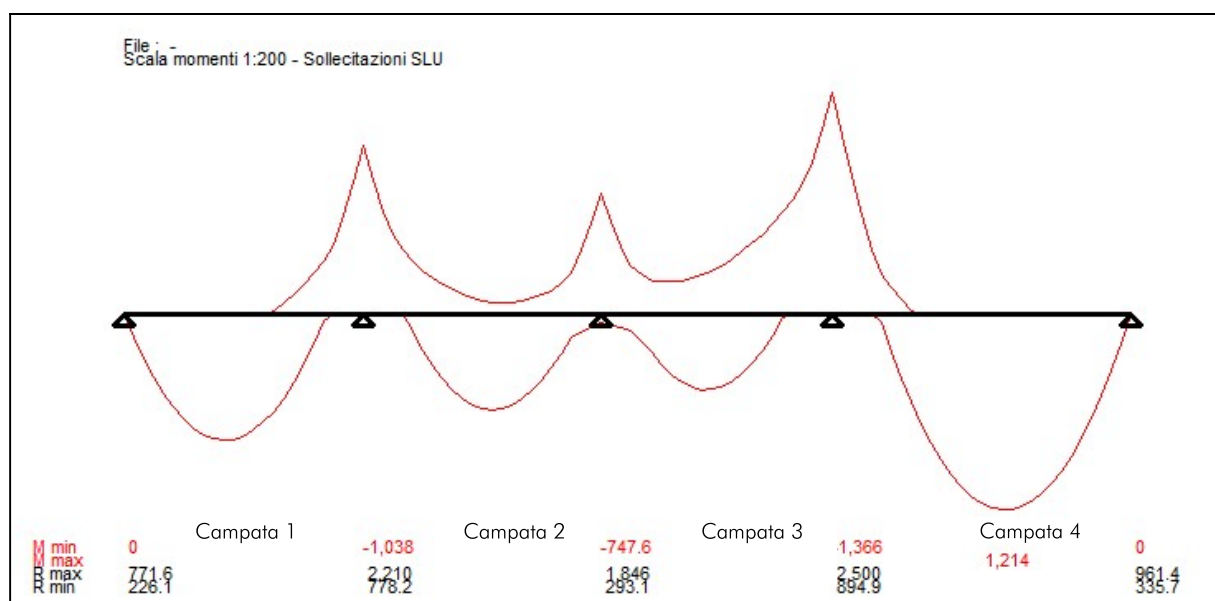


Figura 29: Numerazione campate

Verifica C.A. S.L.U. - File: 6845\_solaio

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

Titolo :

N° Vertici 8 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
4	26	18
5	26	0
6	14	0
7	14	18
8	0	18

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.5	20	18
2	1.92	20	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 9.148 kN m

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  252.8 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  10.63  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.264 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -10.63 N/mm²  
 $\sigma_s$  252.8 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  34 ‰  
d 19 cm  
x 1.773 x/d 0.09333  
 $\delta$  0.7

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Campata 1-2-3 – Momento positivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: 6845\_solaio

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

Titolo :

N° Vertici 8 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
4	26	18
5	26	0
6	14	0
7	14	18
8	0	18

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.26	20	18
2	1.13	20	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -9.374 kN m

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  252.8 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  10.63  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.264 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -10.63 N/mm²  
 $\sigma_s$  252.8 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  17.56 ‰  
d 18 cm  
x 2.991 x/d 0.1662  
 $\delta$  0.7

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Campate 1-2-3 – Momento negativo



Verifica C.A. S.L.U. - File: 6845\_solaio

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

Titolo :

N° Vertici 8 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	21
2	40	21
3	40	20
4	26	20
5	26	0
6	14	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.01	20	19
2	3.08	20	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 13.94 kN m

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  252.8 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  10.63  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.264 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -10.63 N/mm²  
 $\sigma_s$  252.8 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  21.02 ‰  
d 19 cm  
x 2.712 x/d 0.1428  
 $\delta$  0.7

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

Campata 4 – Momento positivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: 6845\_solaio

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

Titolo :

N° Vertici 8 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	21
2	40	21
3	40	20
4	26	20
5	26	0
6	14	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.67	20	19
2	0.50	20	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -11.36 kN m

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  252.8 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  10.63  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.264 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -10.63 N/mm²  
 $\sigma_s$  252.8 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  9.021 ‰  
d 19 cm  
x 5.311 x/d 0.2795  
 $\delta$  0.7894

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

Campata 4 – Momento negativo

Si riporta a seguire la tabella di verifica dei solai.

	<b>Momento sollecitante [KNm]</b>	<b>Momento resistente [KNm]</b>	<b>FS</b>
<b>Campata 1-2-3 - momento positivo</b>	7.82	9.148	1.17
<b>Campata 1-2-3 - momento negativo</b>	9.88	9.374	0.95
<b>Campata 4 - momento positivo</b>	12.15	13.94	1.15
<b>Campata 4 - momento negativo</b>	13.04	11.36	0.87

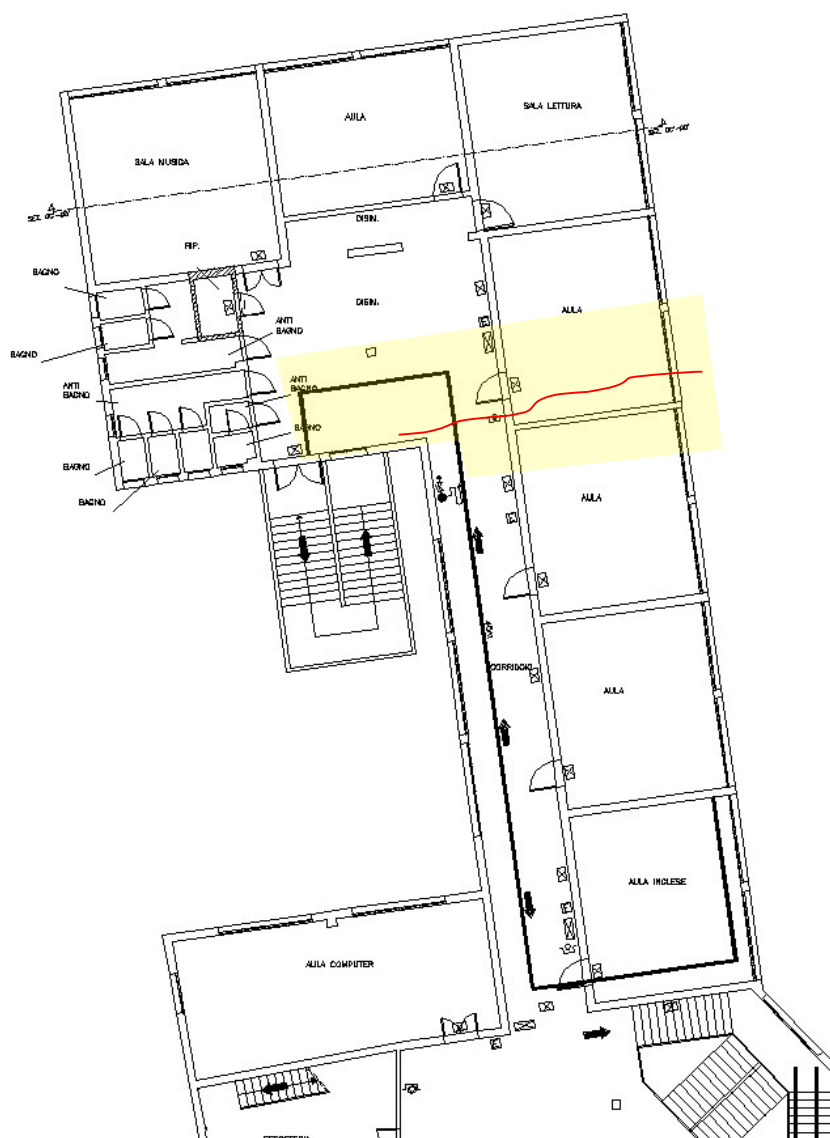
Si evidenzia una condizione di non verifica con fattore di sicurezza pari a 0.87 per il momento negativo della campata maggiormente sollecitata. Tale valore risente certamente del fattore di confidenza applicato ai materiali da costruzione oltre che dalle assunzioni cautelative che non prevedono il decalage dei momenti all'appoggio.

Il giudizio di accettabilità è supportato dagli esiti della PROVA DI CARICO eseguita sul solaio.

#### CONSIDERAZIONI IN MERITO AL QUADRO FESSURATIVO RILEVATO

E' stato segnalato dall'Ufficio Tecnico dell'Amministrazione Comunale un quadro fessurativo all'intradosso del solaio di soffitto in laterizio armato indicate in pianta, con altre modeste lesioni sui setti murari a squadra che si connettono nell'area delle lesioni di soffitto.





Individuazione dell'area interessata dal quadro fessurativo – tracciato della lesione

E' stata programmata dagli scriventi e messa in atto dalla ditta Sicuring s.r.l. una prova di carico su solaio che ha portato alle seguenti considerazioni:

- Il comportamento del solaio è di tipo elastico, con valori delle deformate del tutto compatibili con la tipologia di solaio;
- L'entità della deformata per gli estensimetri posti in prossimità della parete parallela al solaio, che dovrebbe costituire comunque un vincolo per lo stesso, sono tali da evidenziare l'avvenuto distacco tra l'orizzontamento ed il setto in muratura e l'inefficacia della soletta estradossale come ripartitore del carico.



Posizionamento degli estensimetri

Le lesioni sono maggiormente evidenti a soffitto del piano primo, dove è presente un solaio rasato del tutto privo di diaframma estradossale di ripartizione.



Foto 1 - Lesioni del solaio di sottotetto

Si riportano a seguire alcune foto rappresentative dello stato di danno all'epoca delle prime segnalazioni del 2016.

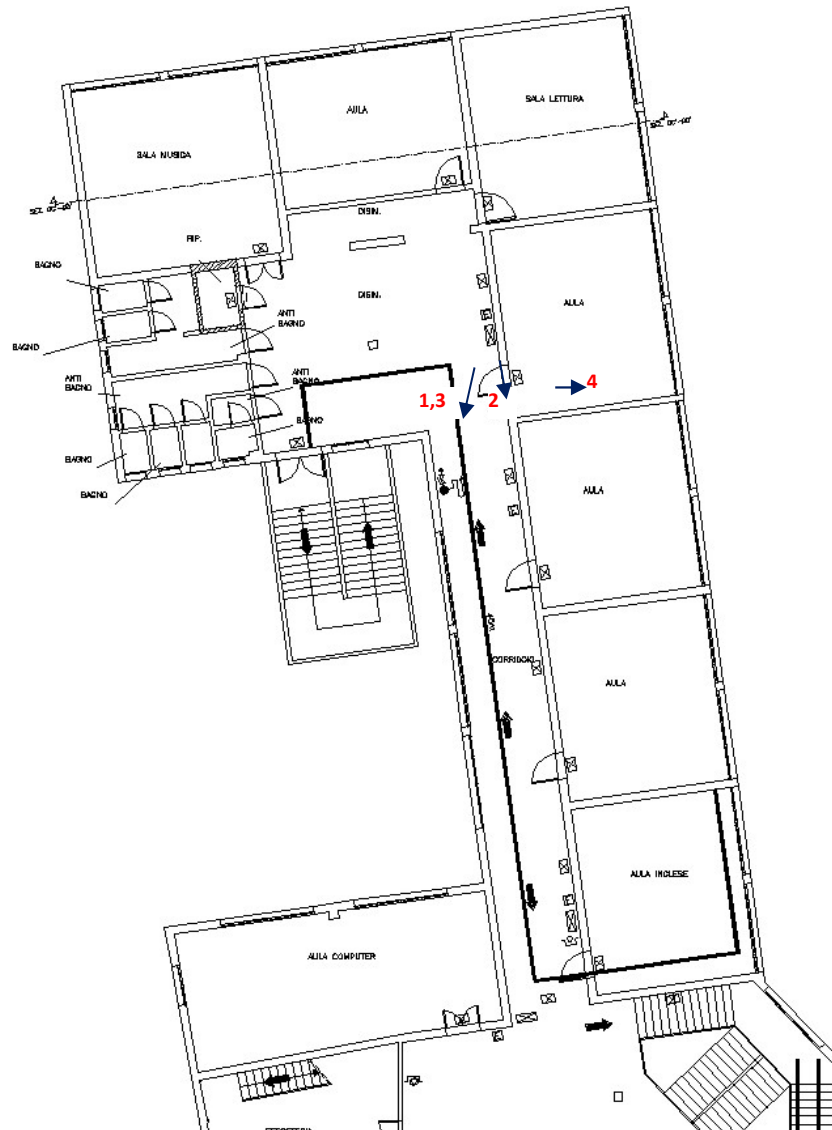




Foto 2



Foto 3



Foto 4

Le lesioni sono state sottoposte a monitoraggio a cura del laboratorio LIFE s.r.l. in due fasi:

- Dal 27.12.2018 al 02.12.2019 con interruzione delle letture in tale data;
- Ripresa delle acquisizioni al 13.03.2021 (i dispositivi erano rimasti in sede).

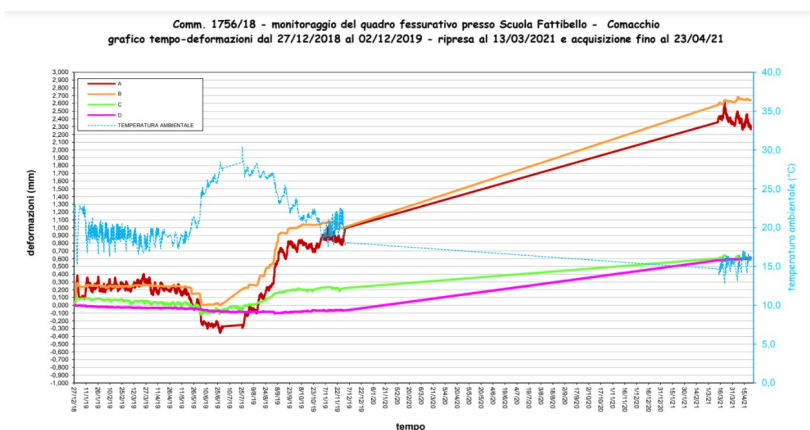


Figura 30 - Sintesi monitoraggio delle lesioni

Le lesioni risentono certamente dell'andamento della temperatura ambientale, con una apparente deriva per quanto il dato potrebbe essere affetto da errori strumentali legati alla fase di interruzione delle letture.





## 13.ANALISI SISMICHE

### 13.1. CRITERI DI PROGETTO

L'analisi sismica del corpo D nella configurazione di progetto, ovvero con la suddivisione in due unità strutturali D1 e D2, è stata eseguita tenendo conto che si tratta di edificio a struttura mista composta da setti in muratura combinati a telai in c.a.

Si richiama a tal proposito il capitolo 8.7.3. delle NTC 2018:

*8.7.3 EDIFICI MISTI Alcune tipologie di edifici esistenti possono essere classificate come miste. Situazioni ricorrenti sono:*

- *edifici i cui muri perimetrali siano in muratura portante e la struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio, in c.a. o acciaio);*
- *edifici in muratura che abbiano subito sopraelevazioni, il cui sistema strutturale sia, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio sopraelevati in muratura;*
- *edifici che abbiano subito ampliamenti in pianta, il cui il sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello esistente in muratura.*

*Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali di diverso materiale e rigidezza, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.*

Nel caso specifico si è ricorso all'analisi statica non lineare, condotta attraverso il software di calcolo ProSap. Data la delicatezza dell'analisi, vengono effettuati alcuni controlli di accettazione.

L'analisi non lineare si sviluppa secondo i seguenti passi:

- in ciascun piano della struttura viene introdotta una distribuzione di forze orizzontali (in accordo ai casi di carico definiti dall'utente ed al §7.3.4.2 del D.M.2018)
- le forze orizzontali vengono incrementate con accrescimento lineare. Lo schema statico cambia a causa del raggiungimento dei valori ultimi di resistenza degli elementi strutturali man mano che le forze aumentano;

- viene determinato un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate ("taglio alla base"  $F_b$ ) e lo spostamento  $d_c$  di un "punto di controllo. Si definisce di determinare il legame forza-spostamento in base alla media degli spostamenti di tutti i nodi che si trovano alla stessa quota del punto di controllo;
- viene individuato un oscillatore ad un grado di libertà a comportamento bilineare equivalente. Questo sistema viene ottenuto in accordo con il secondo quanto riportato al punto C7.3.4.2 della circolare 7/2019. Si calcola il legame  $F^*-d^*$  tra il taglio alla base ed il relativo spostamento del sistema equivalente dividendo i valori della struttura reale per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ , formula C7.3.5 circolare 7/2019. (la curva caratteristica dell'oscillatore equivalente viene rappresentata in **verde** nella finestra Analisi di pushover)
- • la curva forza  $F^*$ -spostamento  $d^*$  del sistema equivalente viene approssimata con una bilineare (riportata in **nero** nella finestra Analisi di pushover). Trattandosi di edifici misti, si utilizzano due diversi modelli per lo studio della muratura e per lo studio degli elementi in c.a.:
  - Per la muratura la bilineare è definita tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente a un taglio alla base pari a 0.6 volte il taglio massimo (metodo A §C7.3.4.2 circolare 7/2019)
  - Per il c.a. la bilineare viene individuata in base all'equivalenza delle aree (metodo B §C7.3.4.2 circolare 7/2019).
- • si individuano sulla bilineare:
  - Le coordinate del punto di snervamento  $F_y^*$  e  $d_y^*$
  - La rigidezza  $K^*$
  - Il periodo  $T^*$  (formula C7.3.6 circolare 7/2019)
- sulla bilineare viene determinata la risposta massima in termini di spostamento  $d^*_{max}$  (formula C7.3.8 oppure C7.3.9 della circolare 7/2019) del sistema equivalente utilizzando lo spettro di risposta elastico in accordo con il §C7.3.4.2 della circolare 7/2019

- lo spostamento del sistema equivalente viene convertito nella configurazione deformata effettiva della struttura reale. Lo spostamento effettivo  $d$  domanda del punto di controllo risulta pari a  $\Gamma \cdot d^* \cdot \max$
- viene eseguita la verifica controllando che la domanda in termini di spostamento sia inferiore alla capacità della struttura.

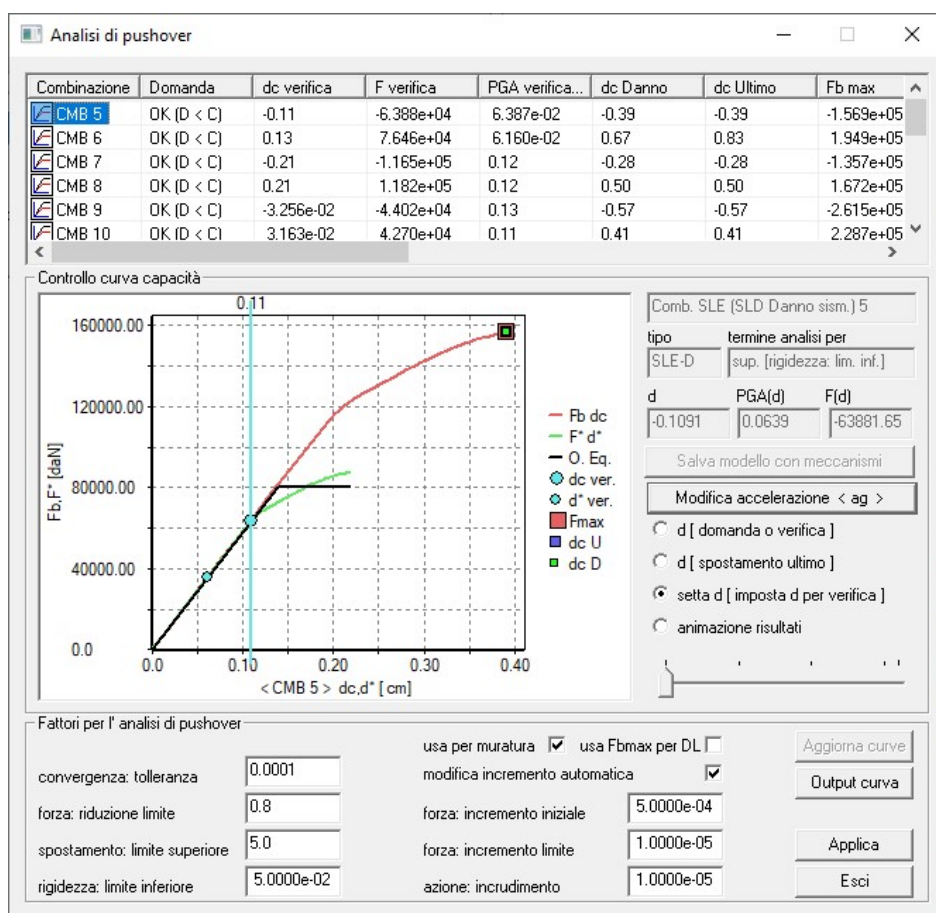


Figura 31 - esempio curva di capacità

La verifica “lato calcestruzzo”, effettuata con modello specifico per i diversi metodi di calcolo della curva bilinerare, prevede le seguenti verifiche (rif.C.8.7.2.2.3):

- La verifica degli elementi “duttili” è eseguita in termini di deformazione;
- La verifica degli elementi fragili (taglio di travi e pilastri e nodi) è eseguita confrontando la domanda in termini di sollecitazione con la relativa capacità.

Per l’analisi è necessario introdurre almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali a scelta tra quelle definite dal §7.3.4.2 del D.M.2018. È necessario considerare una distribuzione del gruppo 1 ed una distribuzione del gruppo 2, si riporta uno stralcio del D.M.:

**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  $1,3 T_C$ .

**Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**

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

I casi di carico considerati per la generazione del sistema di forze incrementali sono i seguenti (scelta legata alla disponibilità di casi di carico del software scelto):

- Angolo di ingresso 0 (direzione X), eccentricità accidentale positiva, non lineare distribuzione di forze come per statica lineare oppure proporzionale alla forma modale (Gruppo 1 distribuzione 1 oppure distribuzione 2)
- Angolo di ingresso 0 (direzione X), eccentricità accidentale negativa, non lineare distribuzione di forze come per statica lineare oppure proporzionale alla forma modale (Gruppo 1 distribuzione 1 oppure distribuzione 2)
- Angolo di ingresso 90 (direzione Y), eccentricità accidentale positiva, non lineare distribuzione di forze come per statica lineare oppure proporzionale alla forma modale (Gruppo 1 distribuzione 1 oppure distribuzione 2)
- Angolo di ingresso 90 (direzione Y), eccentricità accidentale negativa, non lineare distribuzione di forze come per statica lineare oppure proporzionale alla forma modale (Gruppo 1 distribuzione 1 oppure distribuzione 2)
- Angolo di ingresso 0 (direzione X), eccentricità accidentale positiva, non lineare distribuzione di forze proporzionale alle masse (Gruppo 2 distribuzione 1)
- Angolo di ingresso 0 (direzione X), eccentricità accidentale negativa, non lineare distribuzione di forze proporzionale alle masse (Gruppo 2 distribuzione 1)
- Angolo di ingresso 90 (direzione Y), eccentricità accidentale positiva, non lineare distribuzione di forze proporzionale alle masse (Gruppo 2 distribuzione 1)

- Angolo di ingresso 90 (direzione Y), eccentricità accidentale negativa, non lineare distribuzione di forze proporzionale alle masse (Gruppo 2 distribuzione 1)

Si adottano due differenti criteri per il calcolo dell'oscillatore elastoplastico equivalente e, conseguentemente, due modelli:

- PER MURATURA: si individua la rigidezza dell'oscillatore elastoplastico equivalente tracciando la secante alla curva in corrispondenza ad un taglio alla base pari a 0.6 volte il taglio massimo alla base (metodo A §C7.3.4.2 circolare 7/2019);
- PER C.A.: si individua la rigidezza dell'oscillatore equivalente in base all'uguaglianza delle aree nel sistema equivalente (metodo B §C7.3.4.2 circolare 7/2019).

### 13.2. INFORMAZIONI SUL SOFTWARE DI CALCOLO

Il software adottato per le verifiche è ProSap sviluppato da 2S.I.

Si riportano a seguire maggiori informazioni.

Nei paragrafi successivi saranno condotti dallo scrivente dei test per la verifica ed il controllo dei risultati ottenuti da processo automatizzato.

Informazioni sul codice di calcolo	
<i>Titolo:</i>	<i>PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program</i>
<i>Versione:</i>	<i>PROFESSIONAL (build 2018-07-183)</i>
<i>Produttore-Distributore:</i>	<i>2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara</i>
<i>Codice Licenza:</i>	<i>Licenza dsi3932</i>

Affidabilità dei codici utilizzati
<i>2S.I. 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.</i>
<i>E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <a href="http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm">http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</a></i>

### 13.3. DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE

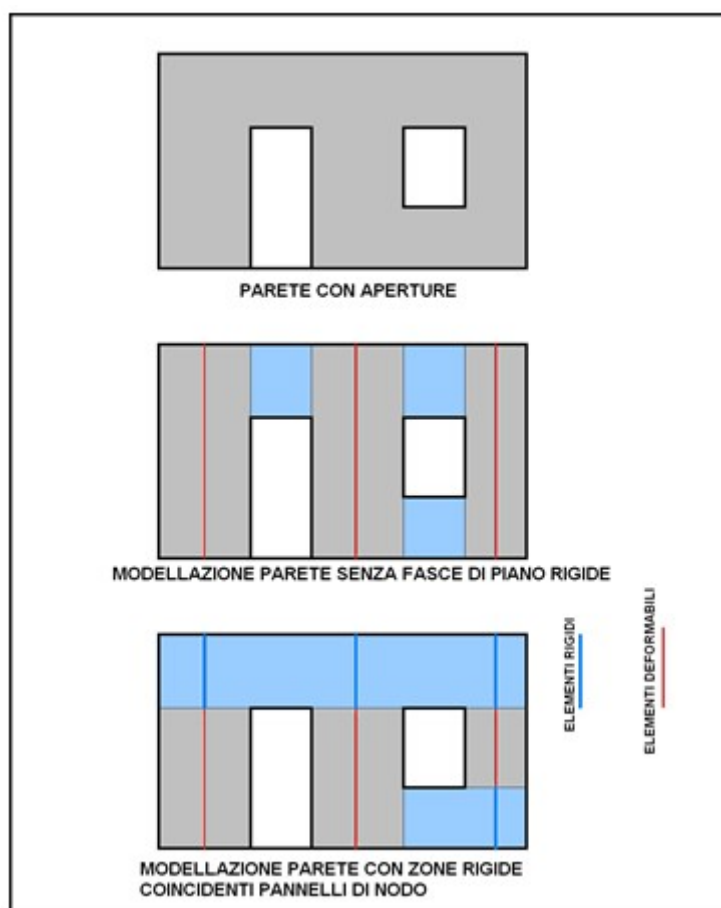
La modellazione del fabbricato in muratura viene eseguita con la teoria del "telaio equivalente" (Dolce - 1989)



I maschi e le fasce sono modellati mediante elementi monodimensionali (beam) deformabili assialmente e a taglio collegati tra loro all'estremità mediante bracci rigidi (offsets). L'insieme delle pareti, opportunamente collegate lateralmente o tramite il piano rigido, costituisce il telaio tridimensionale della struttura.

I maschi murari sono definiti a partire dalle pareti escludendo le fasce di muro interessate dalle aperture. Ciascun elemento, ovvero setto, è rappresentato mediante il suo asse baricentrico principale, delimitato da nodi posizionati a livello di impalcato.

Ciascun maschio è costituito da una parte deformabile con resistenza finita la cui lunghezza va da impalcato a impalcato oppure, nel caso le fasce di piano abbiano capacità irrigidente, la lunghezza deformabile è ridotta da due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento.



In quest'ultimo caso, l'altezza efficace, ovvero l'altezza deformabile, del maschio può essere definita secondo la teoria di Dolce (1989) mediante la seguente relazione:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(H' - h')}{h'}$$

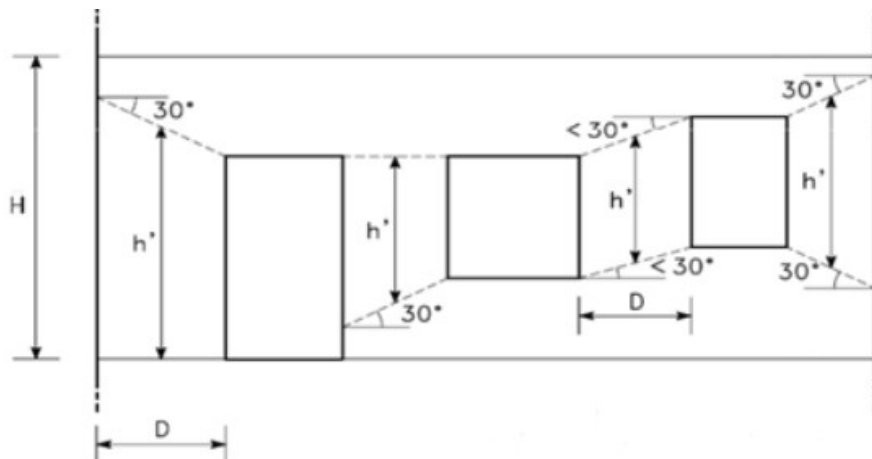
dove:

$H_{eff}$  è l'altezza deformabile del maschio murario;

$H$  è l'altezza interpiano;

$D$  è la larghezza del maschio murario;

$h'$  è l'altezza del maschio murario calcolata.



#### 13.4. CARATTERISTICHE DINAMICHE DEI MODELLI

Le analisi modali effettuate a seguire si basano sull'ipotesi di assenza di rigidità dei solai, per quanto si tratti di impalcati in laterocemento che nel caso del calpestio del primo livello sono dotati di soletta armata di spessore 3 cm.

#### CORPO D1

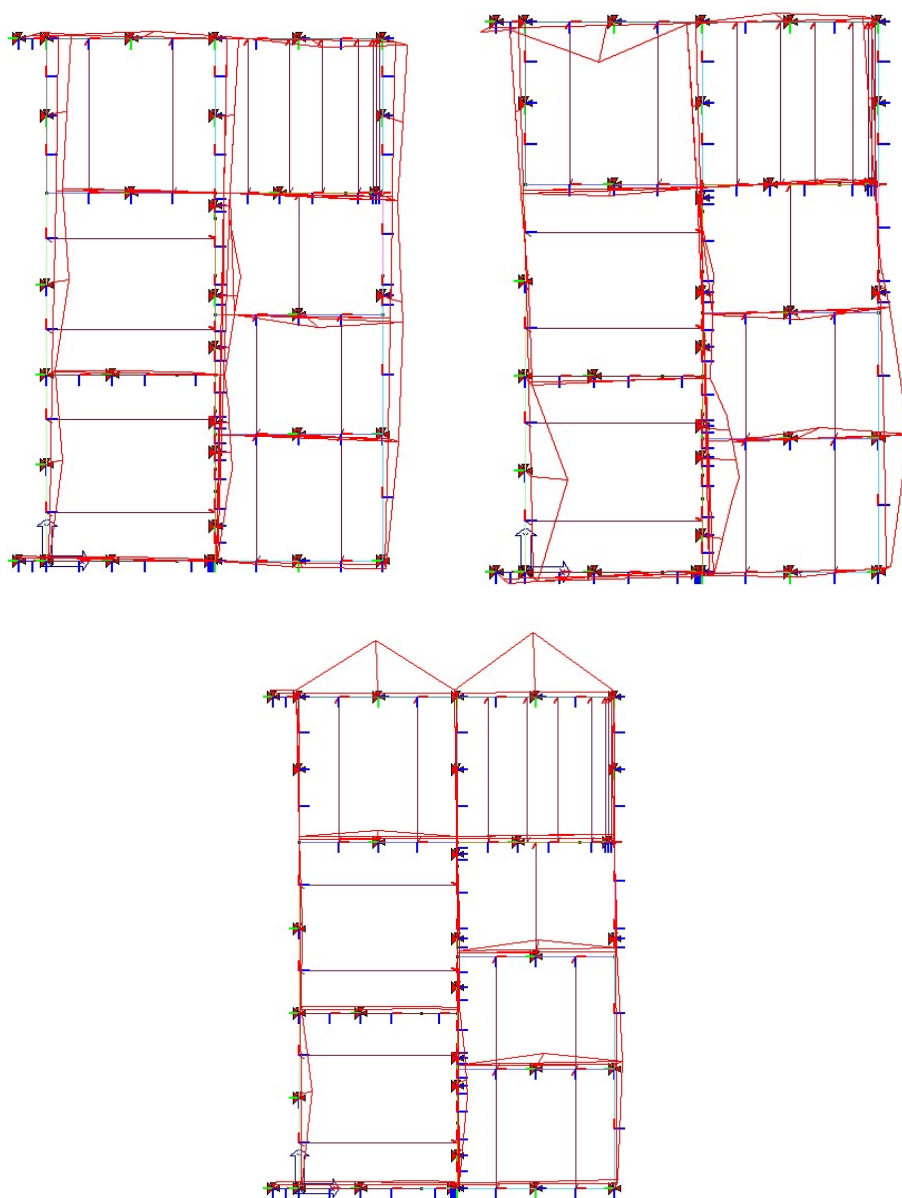
CDC	Modo	Frequenza	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M...	%	Energia	Fatt. eta
8	1	5.08	0.20	42357...	63	846.76	0	1.69	0	69850...	0	0.00	1.00
8	2	5.93	0.17	40611...	6	21336...	3	32.17	0	32083...	50	0.00	1.00
8	3	5.96	0.17	6089.54	0	23111...	34	39.75	0	18060...	2	0.00	1.00
8	4	6.35	0.16	767.13	0	0.04	0	0.03	0	10445...	1	0.00	1.00
8	5	6.50	0.15	115.16	0	125.27	0	0.11	0	18859...	0	0.00	1.00
8	6	6.88	0.15	11701...	1	87086...	13	21.40	0	28813...	0	0.00	1.00
8	7	7.13	0.14	1351.97	0	13254...	19	26.76	0	8951.80	0	0.00	1.00
8	8	7.25	0.14	1184.09	0	4422.98	0	6.38	0	19260...	3	0.00	1.00
8	9	7.65	0.13	32929...	4	29260...	4	60.44	0	51394...	8	0.00	1.00
8	10	8.18	0.12	816.86	0	19955...	2	24.44	0	144.90	0	0.00	1.00
8	11	8.85	0.11	56153...	8	12667...	1	22.73	0	10887...	17	0.00	1.00
8	12	8.95	0.11	52362...	7	84058...	12	10.48	0	74365...	11	0.00	1.00
8	13	11.34	0.09	9708.22	1	563.52	0	228.94	0	19119...	0	0.00	1.00
8	14	12.34	0.08	11251...	1	14955...	2	65.93	0	38009...	0	0.00	1.00
8	15	12.86	0.08	3372.11	0	2884.93	0	4.57	0	43212...	0	0.00	1.00
8	16	14.57	0.07	4414.00	0	3811.12	0	1044.67	0	36383...	0	0.00	1.00
8	17	15.95	0.06	19.83	0	35.52	0	104.54	0	65600...	1	0.00	1.00
8	18	16.42	0.06	15.58	0	22.76	0	151.32	0	84100...	0	0.00	1.00
8	19	16.94	0.06	24.55	0	4552.72	0	397.20	0	22153...	0	0.00	1.00
8	20	17.49	0.06	42.87	0	1002.17	0	73.03	0	2182.06	0	0.00	1.00
8	21	17.85	0.06	81.15	0	466.91	0	335.03	0	66744...	0	0.00	1.00
8	22	17.86	0.06	676.25	0	6.25	0	25.23	0	59073...	0	0.00	1.00

Massa efficace rotazionale

Posizione del centro di rotazione istantaneo:

Pos. X:  [cm]

Pos. Y:  [cm]



E' ammissibile l'utilizzo dello spettro RSL in quanto  $2T_{max} > 1,1$  sec.

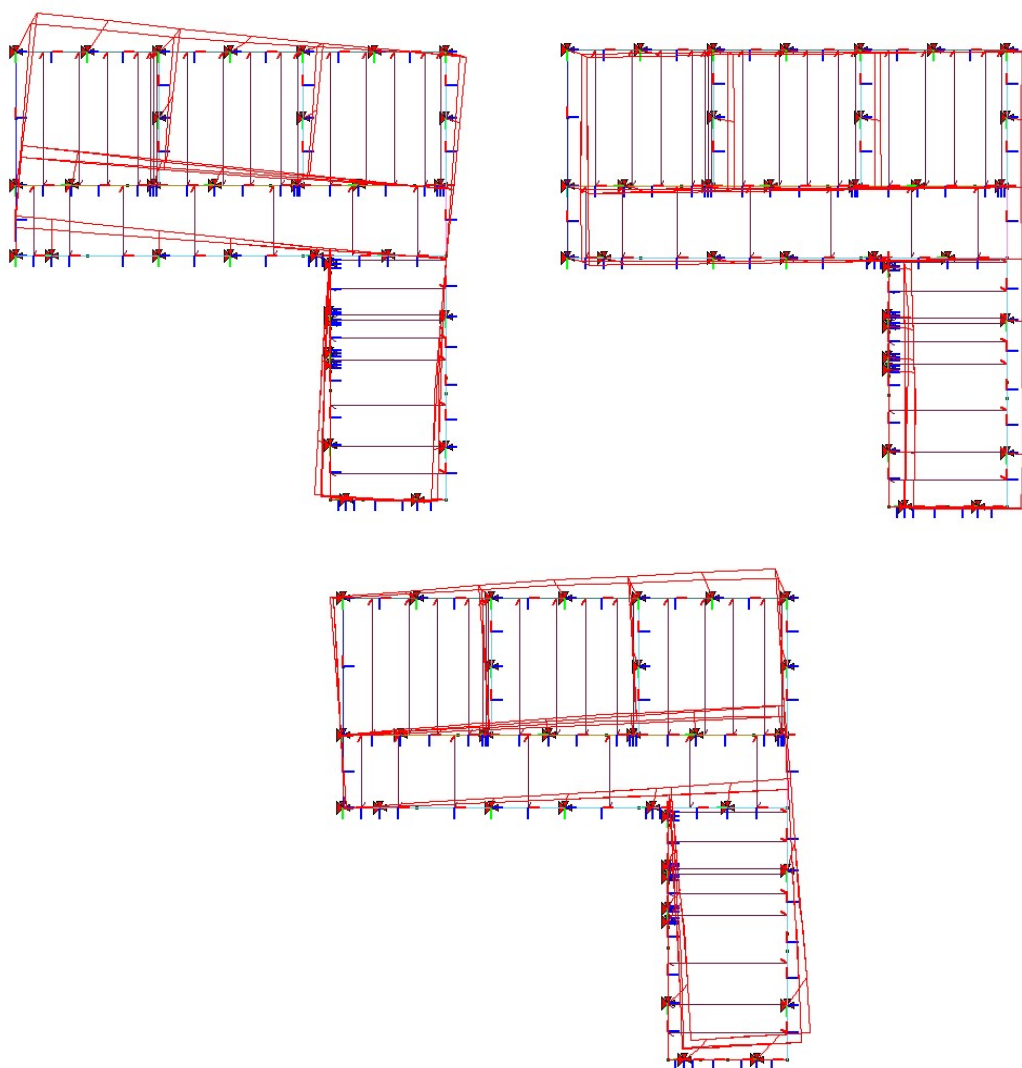
## CORPO D2

Si esaminano dapprima le caratteristiche dinamiche del modello attraverso un'analisi modale.

CDC	Modo	Frequ...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta
8	1	6.15	0.16	16449....	2	19088....	30	3.91	0	35586....	67	0.00	1.00
8	2	8.35	0.12	55741....	89	12193....	1	135.17	0	39456....	7	0.00	1.00
8	3	10.40	0.10	1753.75	0	35945....	57	5.05	0	67454....	12	0.00	1.00
8	4	13.04	0.08	105.76	0	5457.14	0	13.84	0	81543....	1	0.00	1.00
8	5	16.96	0.06	223.20	0	9215.54	1	35.70	0	69819....	1	0.00	1.00
8	6	19.73	0.05	20013....	3	45.09	0	850.37	0	27337....	0	0.00	1.00
8	7	19.98	0.05	4149.68	0	1044.24	0	195.11	0	75145....	1	0.00	1.00
8	8	23.11	0.04	25.25	0	15544....	2	2306.01	0	26805....	0	0.00	1.00
8	9	26.84	0.04	254.98	0	2798.65	0	12795....	2	29161....	0	0.00	1.00
8	10	29.10	0.03	846.22	0	2248.34	0	63771....	10	13924....	0	0.00	1.00
8	11	30.40	0.03	1.36	0	63.06	0	17802....	28	8536.45	0	0.00	1.00
8	12	31.20	0.03	16.96	0	190.47	0	99178....	15	60581....	0	0.00	1.00
8	13	31.32	0.03	64.36	0	134.28	0	57269....	9	27717....	0	0.00	1.00
8	14	32.88	0.03	73.41	0	7.34	0	40029....	6	4.92	0	0.00	1.00
8	15	33.11	0.03	54.07	0	0.09	0	14733....	2	1094.04	0	0.00	1.00
8	16	34.44	0.03	293.56	0	1168.65	0	32.82	0	20051....	0	0.00	1.00
8	17	34.63	0.03	93.28	0	76.44	0	27120....	4	9284.83	0	0.00	1.00
8	18	35.38	0.03	17.83	0	134.97	0	10039....	1	4667.17	0	0.00	1.00
8	19	35.85	0.03	9.42	0	197.18	0	5192.38	0	32834....	0	0.00	1.00
8	20	35.96	0.03	72.53	0	999.05	0	2819.49	0	14374....	0	0.00	1.00
8	21	37.76	0.03	139.50	0	149.44	0	2971.61	0	4760.74	0	0.00	1.00
8	22	38.81	0.03	77.46	0	43.11	0	11107....	1	257.93	0	0.00	1.00

Massa efficace rotazionale  
 Posizione del centro di rotazione istantaneo:   
 Pos. X:  [cm]  
 Pos. Y:  [cm]

Figura 32 - Corpo D2 - caratteristiche dinamiche



Le percentuali di attivazione di massa sono superiori al limite del 60% in direzione X e prossime a tale riferimento in direzione Y. Si adotta comunque la presente tipologia di analisi, imposta dalla presenza di una struttura mista, effettuando diversi controlli con funzione di validazione dei dati.

E' ammissibile l'utilizzo dello spettro RSL in quanto  $2T_{max} > 1,1$  sec.



### 13.5. VERIFICA DI VULNERABILITA' ALLO STATO DI FATTO

Si riporta a seguire l'analisi dinamica del fabbricato, da cui si desume come vi sia una dispersione del dato molto elevata rispetto ai modelli separati in fase di progetto.

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
7.50	3.294e+05	16.36	12.10	-1.68	0.0	22.36	11.38	0.683	0.389	0.093
7.30	3528.00	30.97	0.0	-0.17	0.0	30.97	0.0	0.213	0.0	0.0
7.20	6311.25	2.82	0.0	-0.20	0.0	2.82	0.0	0.047	0.0	0.0
6.85	4.584e+04	17.55	11.05	-1.33	0.0	22.40	14.67	0.631	0.512	0.670
4.75	1.559e+04	29.08	3.48	-0.20	0.0	28.11	0.14	0.130	2.204	3.186
3.75	7.407e+05	15.53	12.45	-1.68	0.0	22.36	11.38	0.683	0.443	0.138
3.55	3528.00	30.97	0.0	-0.17	0.0	30.97	0.0	0.213	0.0	0.0
3.45	7136.25	2.82	0.0	-0.20	0.0	2.82	0.0	0.047	0.0	0.0
3.10	5.081e+04	17.36	11.16	-1.33	0.0	22.40	14.67	0.631	0.532	0.650
1.00	1.788e+04	29.08	3.42	-0.20	0.0	28.11	0.14	0.130	2.207	3.137
Risulta	1.221e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z %	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN		
1	2.074	0.482	0.175	5.944e+04	4.9	1.61	1.32e-04	0.02	1.91e-06	0.0
2	3.325	0.301	0.184	1.488e+05	12.2	1.241e+04	1.0	0.01	0.0	0.0
3	4.235	0.236	0.184	248.36	2.03e-02	21.86	1.79e-03	0.13	1.08e-05	0.0
4	4.939	0.202	0.184	61.43	5.03e-03	1.547e+05	12.7	13.03	1.07e-03	0.0
5	4.974	0.201	0.184	1.027e+04	0.8	2.680e+04	2.2	0.03	2.36e-06	0.0
6	5.037	0.199	0.184	9696.96	0.8	68.50	5.61e-03	0.01	0.0	0.0
7	5.190	0.193	0.184	1531.19	0.1	5.050e+04	4.1	0.95	7.79e-05	0.0
8	5.413	0.185	0.184	4.384e+04	3.6	2.126e+04	1.7	8.27	6.77e-04	0.0
9	5.441	0.184	0.184	1.829e+04	1.5	2.419e+04	2.0	0.02	1.63e-06	0.0
10	5.721	0.175	0.184	0.15	1.26e-05	3.029e+04	2.5	0.92	7.56e-05	0.0
11	6.044	0.165	0.184	2.563e+04	2.1	3.732e+04	3.1	7.76	6.36e-04	0.0
12	6.063	0.165	0.184	84.08	6.89e-03	6.137e+04	5.0	3.14	2.57e-04	0.0
13	6.171	0.162	0.184	3.877e+04	3.2	271.63	2.23e-02	3.03	2.48e-04	0.0
14	6.287	0.159	0.184	3775.02	0.3	8654.22	0.7	0.47	3.85e-05	0.0
15	6.342	0.158	0.184	5.607e+04	4.6	1.753e+05	14.4	78.88	6.46e-03	0.0
16	6.425	0.156	0.184	1.159e+05	9.5	1.860e+04	1.5	90.05	7.38e-03	0.0
17	6.541	0.153	0.184	3.364e+05	27.6	7.622e+04	6.2	1.52	1.25e-04	0.0
18	6.712	0.149	0.181	2.767e+04	2.3	3170.68	0.3	2.60	2.13e-04	0.0
19	7.135	0.140	0.174	2.495e+04	2.0	1.884e+04	1.5	2.06	1.68e-04	0.0
20	7.389	0.135	0.171	1967.23	0.2	6344.78	0.5	3.81	3.12e-04	0.0
21	7.499	0.133	0.169	9795.47	0.8	1.837e+04	1.5	0.77	6.34e-05	0.0
22	7.570	0.132	0.169	5582.20	0.5	272.46	2.23e-02	2.57	2.10e-04	0.0
23	7.689	0.130	0.167	49.36	4.04e-03	5135.88	0.4	0.84	6.89e-05	0.0
24	7.851	0.127	0.165	6824.71	0.6	7697.96	0.6	0.26	2.11e-05	0.0
25	7.968	0.126	0.164	1529.74	0.1	74.59	6.11e-03	8.21	6.72e-04	0.0
26	8.204	0.122	0.161	2059.01	0.2	64.43	5.28e-03	12.64	1.04e-03	0.0
27	8.360	0.120	0.159	86.24	7.06e-03	6206.91	0.5	10.39	8.51e-04	0.0
28	8.415	0.119	0.159	2.665e+04	2.2	2812.57	0.2	8.71	7.14e-04	0.0
29	8.716	0.115	0.156	8.439e+04	6.9	1.160e+04	1.0	4.09	3.35e-04	0.0
30	8.865	0.113	0.154	733.90	6.01e-02	1892.78	0.2	1.77	1.45e-04	0.0
31	9.064	0.110	0.153	2290.48	0.2	2.229e+04	1.8	21.46	1.76e-03	0.0
32	9.253	0.108	0.151	3430.39	0.3	7918.50	0.6	0.67	5.50e-05	0.0
33	9.350	0.107	0.150	3.678e+04	3.0	1828.65	0.1	2.87	2.35e-04	0.0
34	9.536	0.105	0.149	253.57	2.08e-02	1.393e+04	1.1	0.08	6.47e-06	0.0
35	9.870	0.101	0.146	849.12	6.96e-02	8.315e+04	6.8	2.38	1.95e-04	0.0
36	10.251	0.098	0.143	1.846e+04	1.5	1.132e+04	0.9	89.65	7.34e-03	0.0
37	10.986	0.091	0.139	5838.62	0.5	5778.35	0.5	13.74	1.13e-03	0.0
38	11.347	0.088	0.137	491.07	4.02e-02	6.291e+04	5.2	7.48	6.12e-04	0.0
39	11.497	0.087	0.136	58.75	4.81e-03	3162.37	0.3	0.26	2.13e-05	0.0
40	11.971	0.084	0.133	1.761e+04	1.4	1.754e+04	1.4	4.00	3.28e-04	0.0
41	12.461	0.080	0.131	1459.01	0.1	3.566e+04	2.9	25.77	2.11e-03	0.0
42	12.537	0.080	0.130	164.44	1.35e-02	1.641e+04	1.3	53.36	4.37e-03	0.0
43	12.719	0.079	0.130	2281.56	0.2	2.885e+04	2.4	0.33	2.69e-05	0.0
44	13.778	0.073	0.125	3.07	2.52e-04	6282.36	0.5	18.23	1.49e-03	0.0
45	14.006	0.071	0.124	67.94	5.57e-03	5793.21	0.5	764.10	6.26e-02	0.0
46	14.388	0.070	0.123	56.98	4.67e-03	1.187e+04	1.0	17.74	1.45e-03	0.0

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
47	14.800	0.068	0.122	1229.87	0.1	1.464e+04	1.2	5.62	4.60e-04	0.0	0.0
48	15.059	0.066	0.121	116.59	9.55e-03	7109.63	0.6	171.96	1.41e-02	0.0	0.0
49	15.364	0.065	0.120	473.73	3.88e-02	4208.61	0.3	30.37	2.49e-03	0.0	0.0
50	16.205	0.062	0.117	1.111e+04	0.9	1153.39	9.45e-02	173.83	1.42e-02	0.0	0.0
Risultato				1.164e+06		1.142e+06		1670.87			
In percentuale				95.37		93.58		0.14			

Si riportano a seguire le analisi non lineari sul fabbricato, condotte secondo le procedure precedentemente descritte.

### 13.5.1. VERIFICA DELLA DUTTILITA' ALLO STATO DI FATTO

Si riportano a seguire le verifiche in termini di meccanismi duttili della struttura

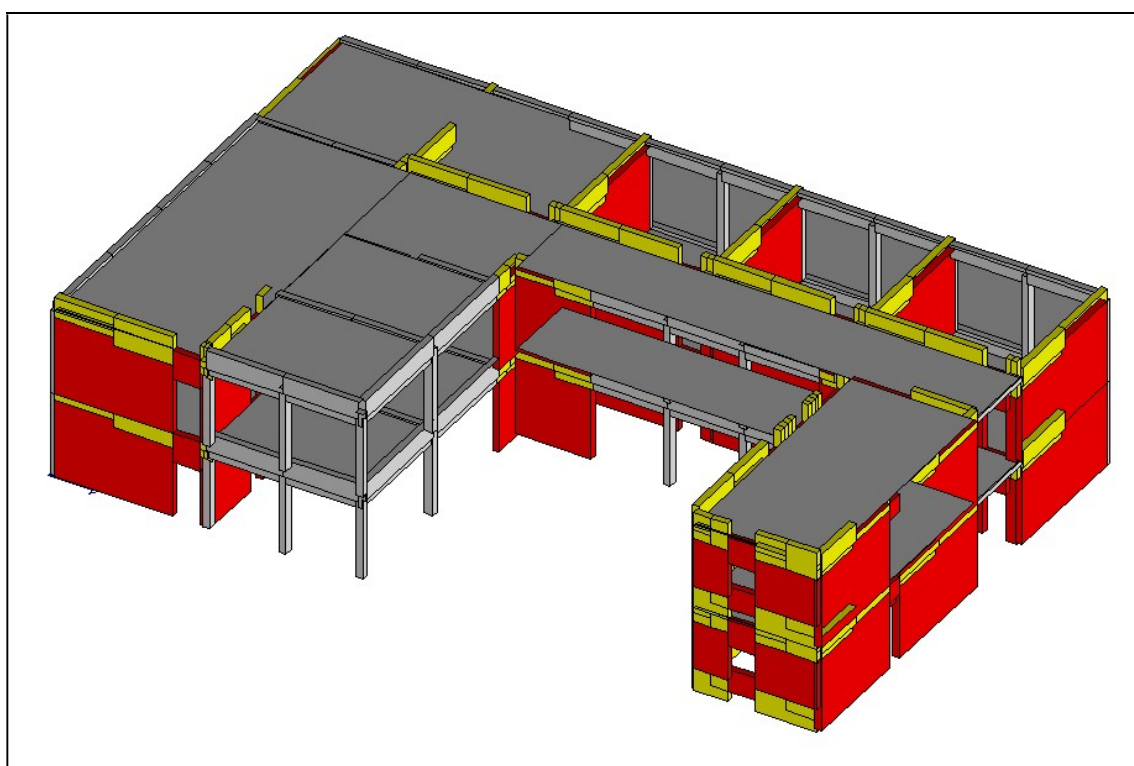


Figura 33: Modello solido della struttura allo stato di fatto

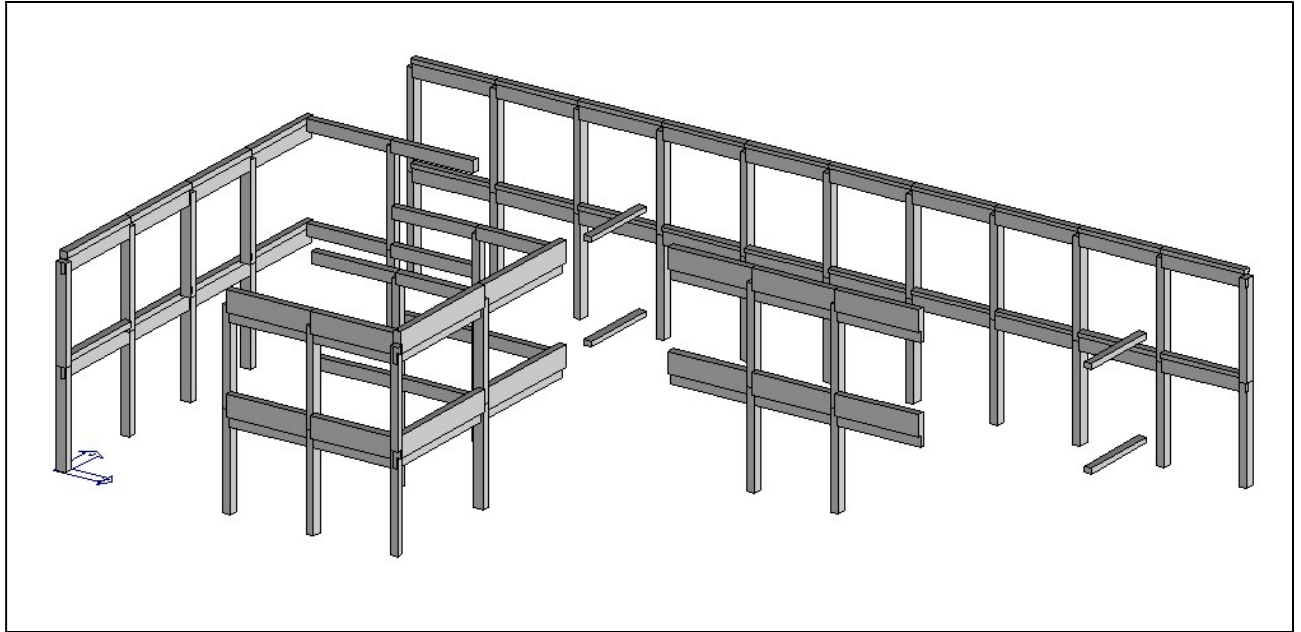


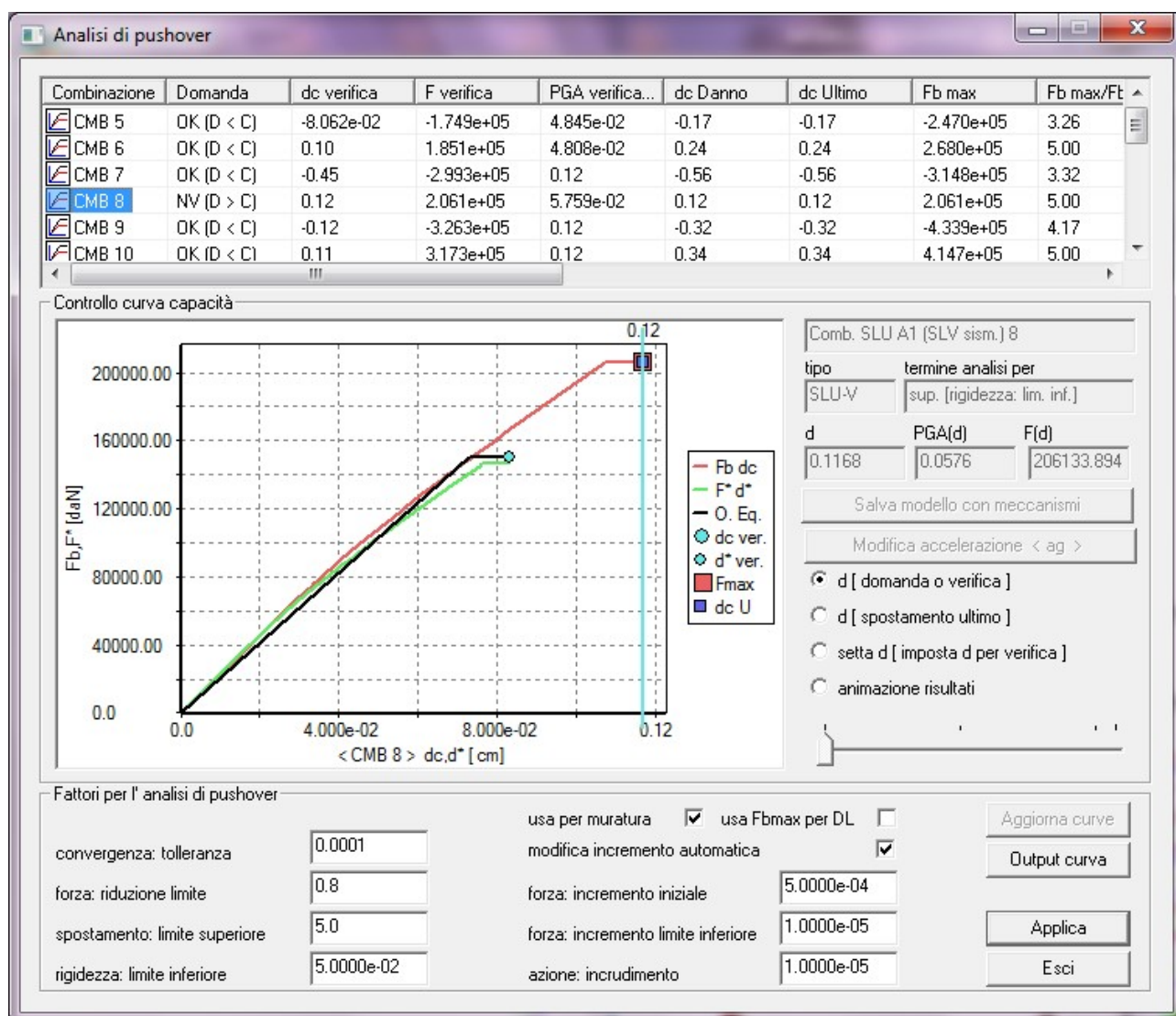
Figura 34: In evidenza le parti a telaio in c.a. allo stato di fatto

CDC	Tipo	Angolo ing.	Distribuzione F	Nodo Dc	Usa Dc	CDC	Periodo	M Sismica x g	m*	m* % stat	m* % din	Part. Gamma
		gradi					sec	daN	daN			
2	SLD-DL	0.0	Proporz.	253	Mediato	6		1.202e+06	7.301e+05	60.7		1.52
3	SLV-DS	0.0	Proporz.	235	Mediato	7		1.202e+06	7.941e+05	66.1		1.40
4	SLV-DS	90.0	Proporz.	249	Mediato	8		1.202e+06	4.855e+05	40.4		2.23
5	SLV-DS	90.0	Proporz.	249	Mediato	9		1.202e+06	3.840e+05	31.9		2.58
6	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	253	Mediato	6		1.202e+06	7.301e+05	60.7		1.52
7	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	235	Mediato	7		1.202e+06	7.941e+05	66.1		1.40
8	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	249	Mediato	8		1.202e+06	4.855e+05	40.4		2.23
9	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	249	Mediato	9		1.202e+06	3.840e+05	31.9		2.58

Cmb (LC)	Tipo	D<C	sup. Danno	sup. Rottura	d verif.	PGA verif.	F verif.	Se(T*)	d* max	q*	d y*	F y*	K*	T*
					cm	g	daN	g	cm		cm	daN	daN/cm	sec
5 (-2)	SLE-D	SI	NO	NO	- 0.08	0.05	- 1.75E+05	0.16	0.05	0.74	0.07	1.55E+05	2.18E+06	0.12
6 (2)	SLE-D	SI	NO	NO	0.1	0.05	1.85E+05	0.17	0.07	0.69	0.1	1.77E+05	1.76E+06	0.13
7 (-3)	SLU-V	SI	NO	NO	- 0.45	0.12	- 2.99E+05	0.41	0.33	1.6	0.1	2.02E+05	1.98E+06	0.13
8 (3)	SLU-V	NO	NO	NO	0.12	0.06	2.06E+05	0.4	0.38	2.13	0.07	1.50E+05	2.06E+06	0.12
9 (-4)	SLU-V	SI	NO	NO	- 0.12	0.12	- 3.26E+05	0.32	0.05	0.86	0.06	1.83E+05	2.97E+06	0.08
10 (4)	SLU-V	SI	NO	NO	0.11	0.12	3.17E+05	0.32	0.05	0.92	0.05	1.69E+05	3.10E+06	0.08

11 (-5)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.12	0.12	-3.08E+05	0.32	0.05	0.82	0.06	1.50E+05	2.54E+06	0.08
12 (5)	SLU-V	SI	NO	NO	0.13	0.12	2.91E+05	0.32	0.05	0.87	0.06	1.42E+05	2.44E+06	0.08
13 (-6)	SLU-V	NO	NO	NO	-0.21	0.07	-2.42E+05	0.41	0.39	1.94	0.09	1.55E+05	1.77E+06	0.13
14 (6)	SLU-V	NO	NO	NO	0.2	0.07	2.39E+05	0.44	0.43	1.68	0.13	1.89E+05	1.43E+06	0.14
15 (-7)	SLU-V	NO	NO	NO	-0.16	0.06	-2.30E+05	0.42	0.42	2.1	0.09	1.58E+05	1.84E+06	0.13
16 (7)	SLU-V	NO	NO	NO	0.18	0.06	2.26E+05	0.43	0.47	2.19	0.09	1.55E+05	1.66E+06	0.14
17 (-8)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.14	0.12	-3.25E+05	0.34	0.07	0.94	0.07	1.74E+05	2.50E+06	0.09
18 (8)	SLU-V	SI	NO	NO	0.14	0.12	3.18E+05	0.33	0.06	0.98	0.06	1.66E+05	2.59E+06	0.09
19 (-9)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.16	0.12	-3.04E+05	0.32	0.06	1.06	0.05	1.16E+05	2.53E+06	0.08
20 (9)	SLU-V	NO	NO	NO	0.12	0.1	2.61E+05	0.32	0.1	1.26	0.04	9.66E+04	2.58E+06	0.08

Si riporta a seguire la rappresentazione della curva di capacità nonché della curva del sistema 1-DOF equivalente corrispondente alla combinazione 8, ovvero quella più gravosa.



Il livello di sicurezza della struttura per la suddetta condizione è pari al 49%.

### 13.5.2. RISULTATI DELLE VERIFICHE DI TIPO FRAGILE ALLO STATO DI FATTO

Verifica fragili (verifica del taglio):



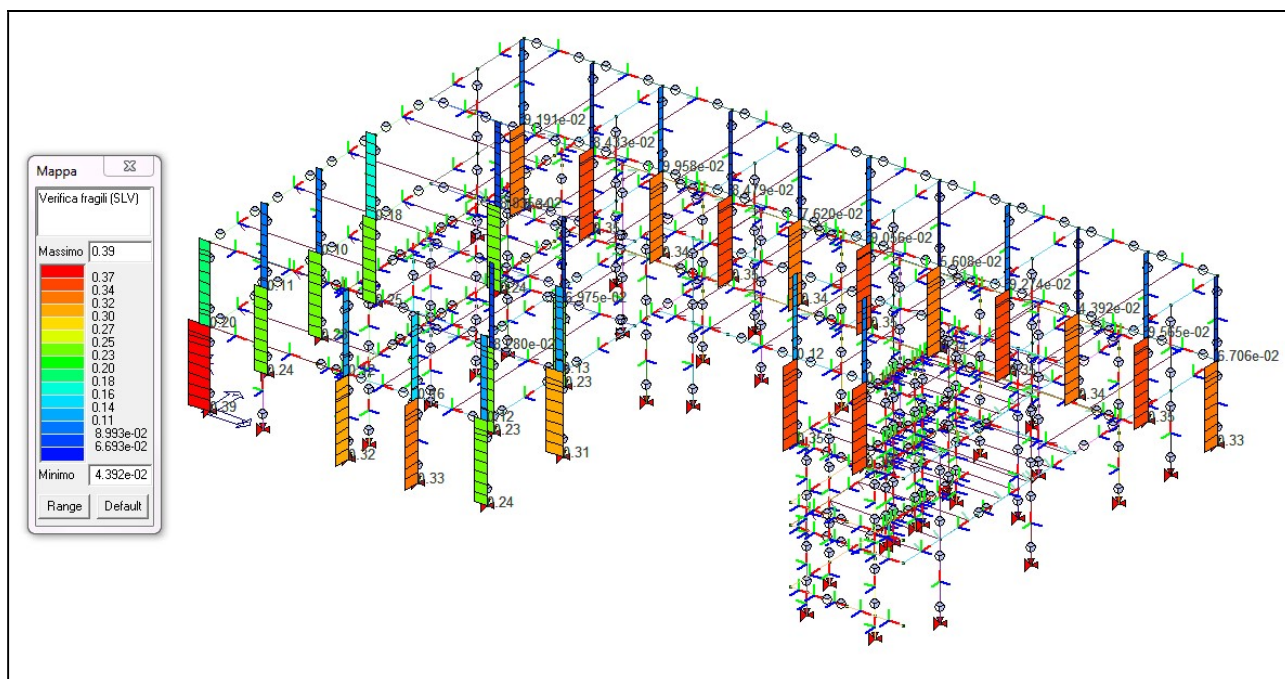


Figura 35: Verifiche fragili - taglio

Verifica fragili: La verifica risulta soddisfatta per valore inferiore all'unità.

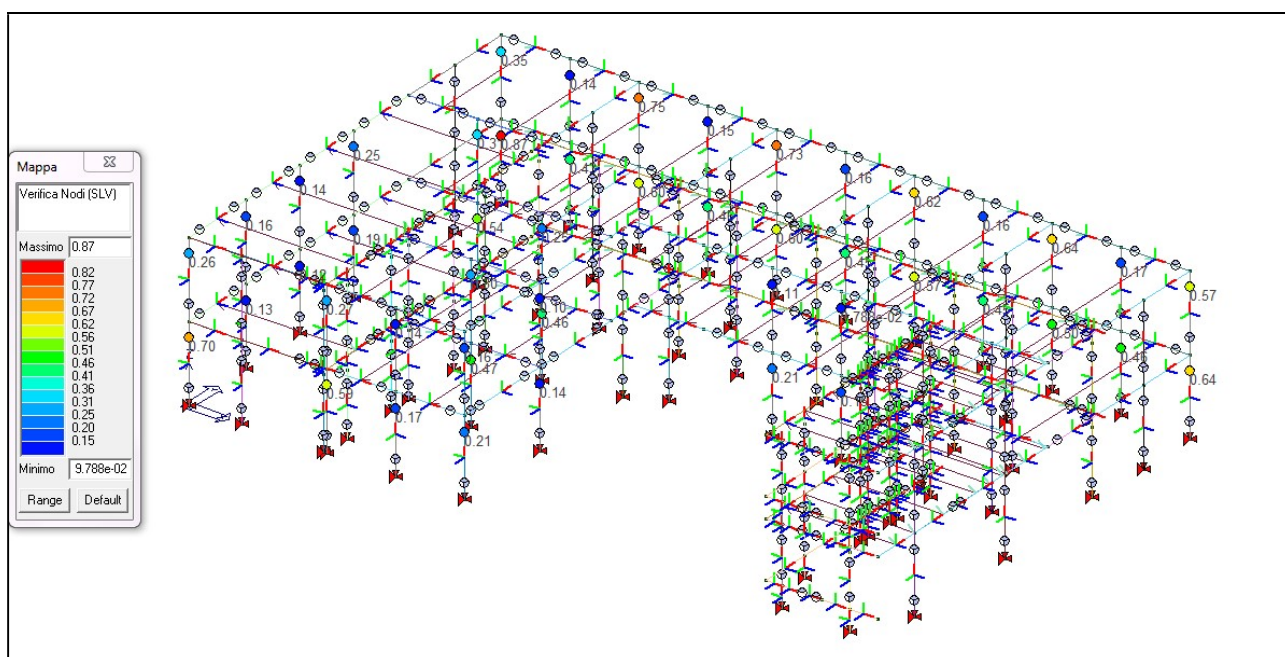


Figura 36: Verifiche fragili - nodi

## VERIFICA DELLE TRAVI

Verifica fragili: La verifica risulta soddisfatta per valore inferiore all'unità.

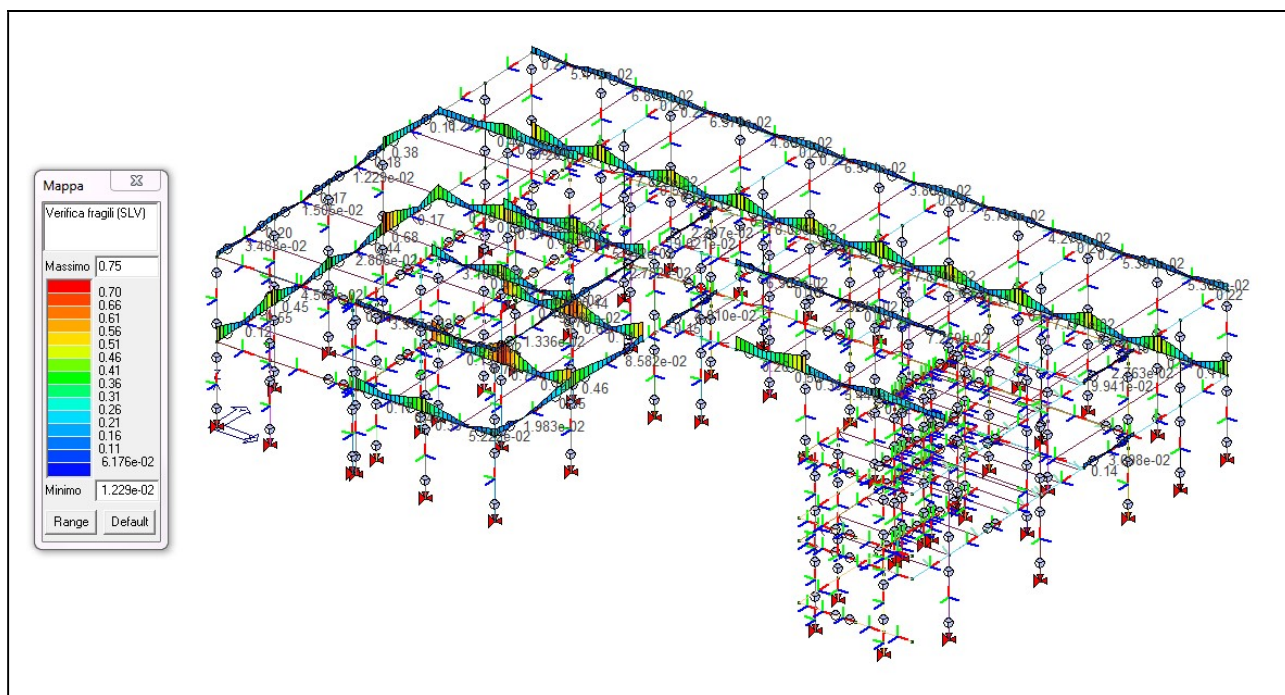


Figura 37: Verifiche fragili

La verifica delle sezioni in c.a., che risultano poco sollecitate data la presenza di numerosi setti resistenti, è sempre soddisfatta.

La crisi avviene lato muratura per un'azione apri al 49% della richiesta.

### 13.6. RISULTATI DELLE ANALISI NON LINEARI ALLO STATO DI PROGETTO

Si riportano a seguire i risultati delle analisi statiche non lineari eseguite sui due modelli (CORPI D1 e D2), rispettivamente per muratura e calcestruzzo.

#### CORPO D2

##### VERIFICA LATO MURATURA

I sistemi di forze incrementali adottati sono quelli precedentemente definiti.

La sintesi delle analisi è riportata nella tabella a seguire.

Cmb (LC)	d D			d P1			d M			d U			d R		
	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN
5 (-2)	-0.19	0.22	-2.176e+05	-1.62e-03	2.31e-03	-623.5	-0.19	0.22	-2.176e+05	-0.19	0.22	-2.176e+05	-0.19	0.22	-2.176e+05
6 (2)	0.26	0.26	2.497e+05	-7.51e-04	1.07e-03	623.5	0.26	0.26	2.497e+05	0.26	0.26	2.497e+05	0.26	0.26	2.497e+05
7 (-3)	-0.32	0.27	-2.369e+05	-1.61e-03	2.38e-03	-623.5	-0.32	0.27	-2.369e+05	-0.32	0.27	-2.369e+05	-0.32	0.27	-2.369e+05
8 (3)	0.22	0.25	2.376e+05	-7.57e-04	1.14e-03	623.5	0.22	0.25	2.376e+05	0.22	0.25	2.376e+05	0.22	0.25	2.376e+05
9 (-4)	-0.44	0.50	-3.192e+05	-2.59e-04	5.55e-04	-623.5	-0.44	0.50	-3.192e+05	-0.44	0.50	-3.192e+05	-0.44	0.50	-3.192e+05
10 (4)	0.34	0.45	2.973e+05	5.18e-04	1.22e-03	623.5	0.34	0.45	2.973e+05	0.34	0.45	2.973e+05	0.34	0.45	2.973e+05
11 (-5)	-0.47	0.45	-3.030e+05	-3.00e-04	4.89e-04	-623.5	-0.47	0.45	-3.030e+05	-0.47	0.45	-3.030e+05	-0.47	0.45	-3.030e+05
12 (5)	0.66	0.48	3.130e+05	5.58e-04	7.60e-04	623.5	0.76	0.50	3.230e+05	0.76	0.50	3.230e+05	0.76	0.50	3.230e+05
13 (-6)	-0.33	0.23	-2.139e+05	-1.69e-03	1.89e-03	-623.5	-0.33	0.23	-2.139e+05	-0.33	0.23	-2.139e+05	-0.33	0.23	-2.139e+05
14 (6)	0.33	0.22	1.936e+05	-6.79e-04	8.08e-04	623.5	0.33	0.22	1.936e+05	0.33	0.22	1.936e+05	0.33	0.22	1.936e+05
15 (-7)	-0.20	0.21	-2.095e+05	-1.68e-03	2.04e-03	-623.5	-0.20	0.21	-2.095e+05	-0.20	0.21	-2.095e+05	-0.20	0.21	-2.095e+05
16 (7)	0.16	0.17	1.631e+05	-6.88e-04	8.68e-04	623.5	0.16	0.17	1.631e+05	0.16	0.17	1.631e+05	0.16	0.17	1.631e+05
17 (-8)	-0.35	0.40	-2.694e+05	-3.22e-04	5.91e-04	-623.5	-0.35	0.40	-2.694e+05	-0.35	0.40	-2.694e+05	-0.35	0.40	-2.694e+05
18 (8)	0.36	0.40	2.622e+05	5.81e-04	1.12e-03	623.5	0.36	0.40	2.622e+05	0.36	0.40	2.622e+05	0.36	0.40	2.622e+05
19 (-9)	-0.40	0.36	-2.447e+05	-3.70e-04	5.43e-04	-623.5	-0.40	0.36	-2.447e+05	-0.40	0.36	-2.447e+05	-0.40	0.36	-2.447e+05
20 (9)	0.80	0.44	2.865e+05	6.28e-04	6.94e-04	623.5	0.80	0.44	2.865e+05	0.80	0.44	2.865e+05	0.80	0.44	2.865e+05

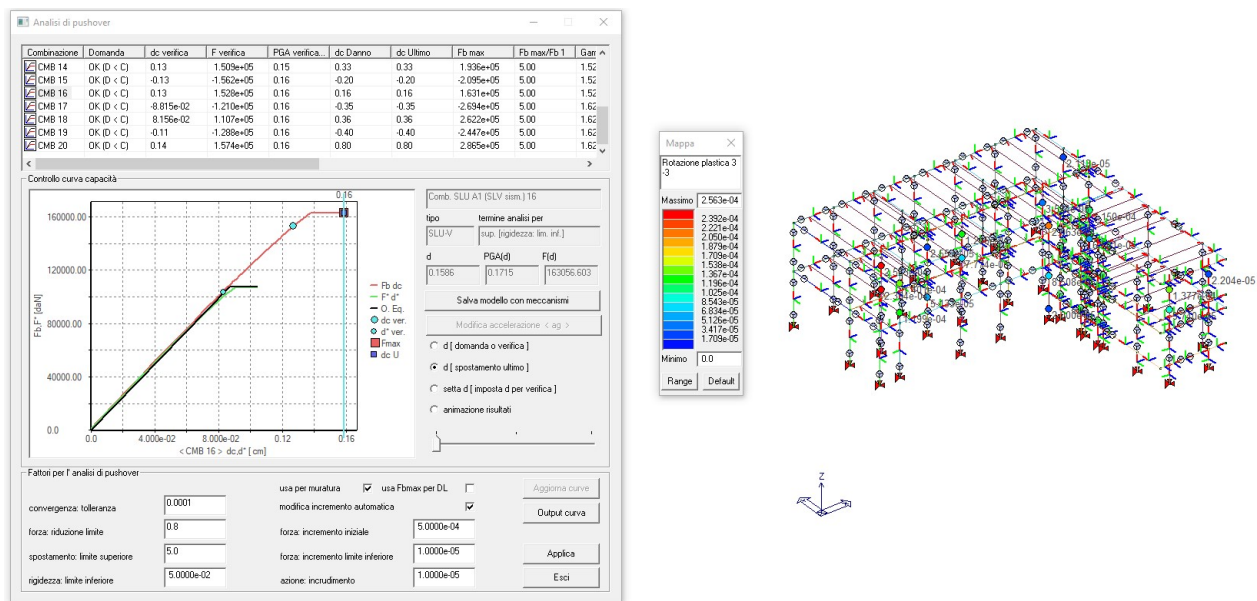


Figura 38 - stato di danneggiamento della muratura

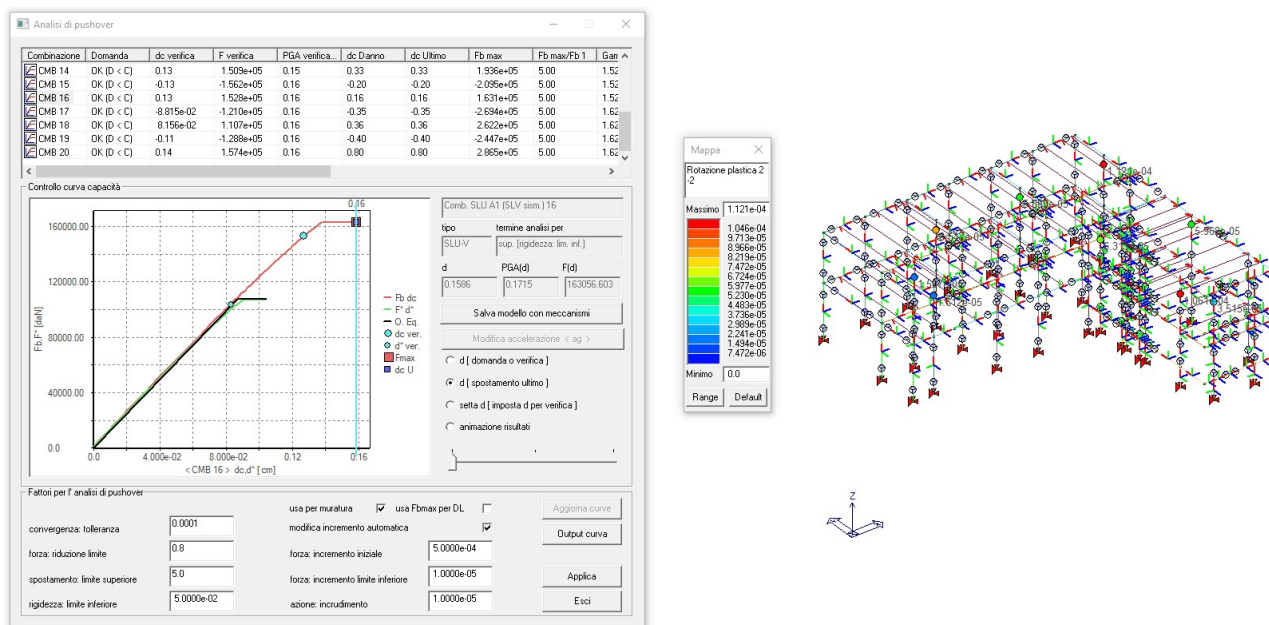


Figura 39 - stato di danneggiamento della muratura

La verifica è sempre soddisfatta.

VERIFICA ELEMENTI IN C.A. -

I sistemi di forze incrementali adottati sono quelli precedentemente definiti.

La sintesi delle analisi è riportata nella tabella a seguire.

Cmb (LC)	Tipo	D<C	sup. Danno	sup. Rottura	d verif.	PGA verif.	F verif.	Se(T*)	d* max	q*	d y*	F y*	K*	T*
5 (-2)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.11	0.16	-1.528e+05	0.26	0.07	0.75	0.10	1.332e+05	1.392e+06	0.10
6 (2)	SLU-V	SI	NO	NO	0.11	0.16	1.506e+05	0.26	0.07	0.66	0.11	1.514e+05	1.412e+06	0.10
7 (-3)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.11	0.16	-1.515e+05	0.26	0.07	0.67	0.11	1.494e+05	1.422e+06	0.10
8 (3)	SLU-V	SI	NO	NO	0.10	0.16	1.506e+05	0.26	0.07	0.69	0.10	1.438e+05	1.454e+06	0.10
9 (-4)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.07	0.16	-1.113e+05	0.24	0.04	0.36	0.11	1.782e+05	1.574e+06	0.08
10 (4)	SLU-V	SI	NO	NO	0.07	0.16	1.107e+05	0.24	0.04	0.39	0.11	1.669e+05	1.576e+06	0.08
11 (-5)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.08	0.16	-1.210e+05	0.25	0.05	0.41	0.13	1.654e+05	1.319e+06	0.09
12 (5)	SLU-V	SI	SI	NO	0.09	0.16	1.313e+05	0.25	0.06	0.39	0.14	1.752e+05	1.226e+06	0.09

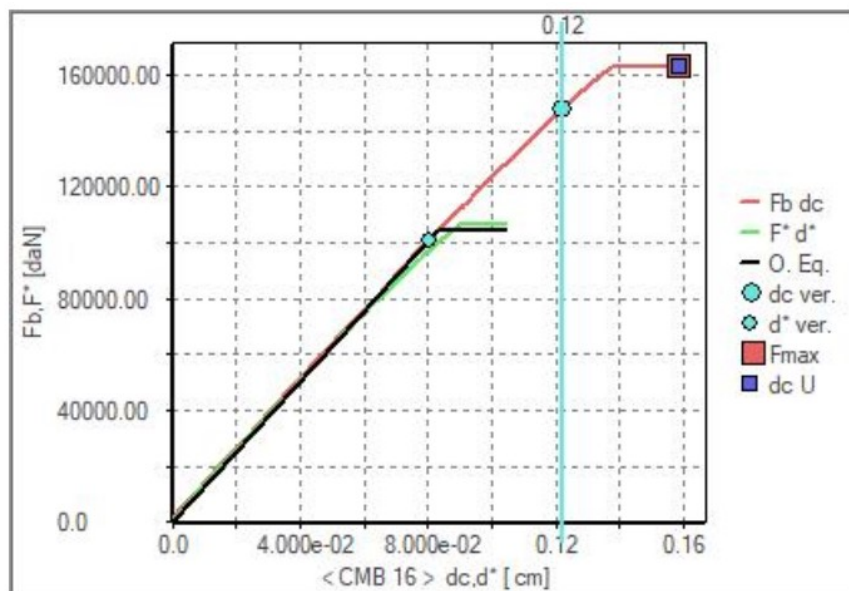


Cmb (LC)	Tipo	D<C	sup. Danno	sup. Rottura	d verif.	PGA verif.	F verif.	Se(T*)	d* max	q*	d y*	F y*	K*	T*
13 (-6)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.14	0.16	-1.528e+05	0.27	0.09	0.78	0.11	1.326e+05	1.168e+06	0.11
14 (6)	SLU-V	SI	NO	NO	0.13	0.16	1.509e+05	0.27	0.09	0.83	0.10	1.246e+05	1.204e+06	0.11
15 (-7)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.13	0.16	-1.537e+05	0.27	0.08	0.80	0.11	1.294e+05	1.217e+06	0.11
16 (7)	SLU-V	SI	NO	NO	0.12	0.16	1.478e+05	0.27	0.08	0.98	0.08	1.046e+05	1.261e+06	0.11
17 (-8)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.08	0.16	-1.110e+05	0.25	0.05	0.45	0.11	1.496e+05	1.343e+06	0.09
18 (8)	SLU-V	SI	NO	NO	0.08	0.16	1.107e+05	0.25	0.05	0.45	0.11	1.487e+05	1.342e+06	0.09
19 (-9)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.10	0.16	-1.213e+05	0.26	0.06	0.51	0.12	1.350e+05	1.150e+06	0.10
20 (9)	SLU-V	SI	SI	NO	0.11	0.16	1.319e+05	0.26	0.07	0.45	0.15	1.561e+05	1.042e+06	0.10

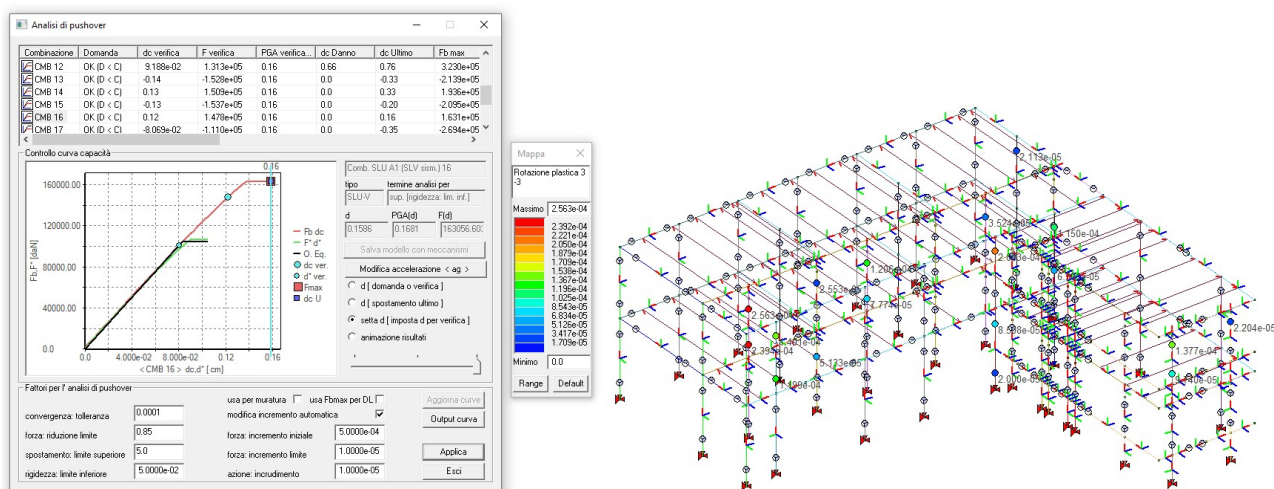
Cmb (LC)	d D	PGA D	Fb D	d P1	PGA P1	Fb P1	d M	PGA M	Fb M	d U	PGA U	Fb U	d R	PGA R	Fb R
	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN
5 (-2)				-1.62e-03	2.34e-03	-623.5	-0.19	0.22	-2.176e+05	-0.19	0.22	-2.176e+05	-0.19	0.22	-2.176e+05
6 (2)				-7.51e-04	1.10e-03	623.5	0.26	0.26	2.497e+05	0.26	0.26	2.497e+05	0.26	0.26	2.497e+05
7 (-3)				-1.61e-03	2.39e-03	-623.5	-0.32	0.27	-2.369e+05	-0.32	0.27	-2.369e+05	-0.32	0.27	-2.369e+05
8 (3)				-7.57e-04	1.15e-03	623.5	0.22	0.24	2.376e+05	0.22	0.24	2.376e+05	0.22	0.24	2.376e+05
9 (-4)				-2.59e-04	6.15e-04	-623.5	-0.44	0.50	-3.192e+05	-0.44	0.50	-3.192e+05	-0.44	0.50	-3.192e+05
10 (4)				5.18e-04	1.22e-03	623.5	0.34	0.45	2.973e+05	0.34	0.45	2.973e+05	0.34	0.45	2.973e+05
11 (-5)				-3.00e-04	5.73e-04	-623.5	-0.47	0.45	-3.030e+05	-0.47	0.45	-3.030e+05	-0.47	0.45	-3.030e+05
12 (5)	0.66	0.51	3.130e+05	5.58e-04	9.80e-04	623.5	0.76	0.53	3.230e+05	0.76	0.53	3.230e+05	0.76	0.53	3.230e+05
13 (-6)				-1.69e-03	1.98e-03	-623.5	-0.33	0.23	-2.139e+05	-0.33	0.23	-2.139e+05	-0.33	0.23	-2.139e+05
14 (6)				-6.79e-04	8.23e-04	623.5	0.33	0.22	1.936e+05	0.33	0.22	1.936e+05	0.33	0.22	1.936e+05
15 (-7)				-1.68e-03	2.07e-03	-623.5	-0.20	0.21	-2.095e+05	-0.20	0.21	-2.095e+05	-0.20	0.21	-2.095e+05
16 (7)				-6.88e-04	8.81e-04	623.5	0.16	0.17	1.631e+05	0.16	0.17	1.631e+05	0.16	0.17	1.631e+05
17 (-8)				-3.22e-04	6.27e-04	-623.5	-0.35	0.40	-2.694e+05	-0.35	0.40	-2.694e+05	-0.35	0.40	-2.694e+05
18 (8)				5.81e-04	1.13e-03	623.5	0.36	0.40	2.622e+05	0.36	0.40	2.622e+05	0.36	0.40	2.622e+05
19 (-9)				-3.70e-04	6.03e-04	-623.5	-0.40	0.36	-2.447e+05	-0.40	0.36	-2.447e+05	-0.40	0.36	-2.447e+05
20 (9)	0.80	0.46	2.865e+05	6.28e-04	9.11e-04	623.5	0.80	0.46	2.865e+05	0.80	0.46	2.865e+05	0.80	0.46	2.865e+05

La verifica di duttilità è sempre soddisfatta.

Si riporta a seguire la rappresentazione della curva di capacità nonché della curva del sistema 1-DOF equivalente corrispondente alla combinazione 16, ovvero quella più gravosa.







Si riporta altresì la deformazione massima derivante dalle analisi.

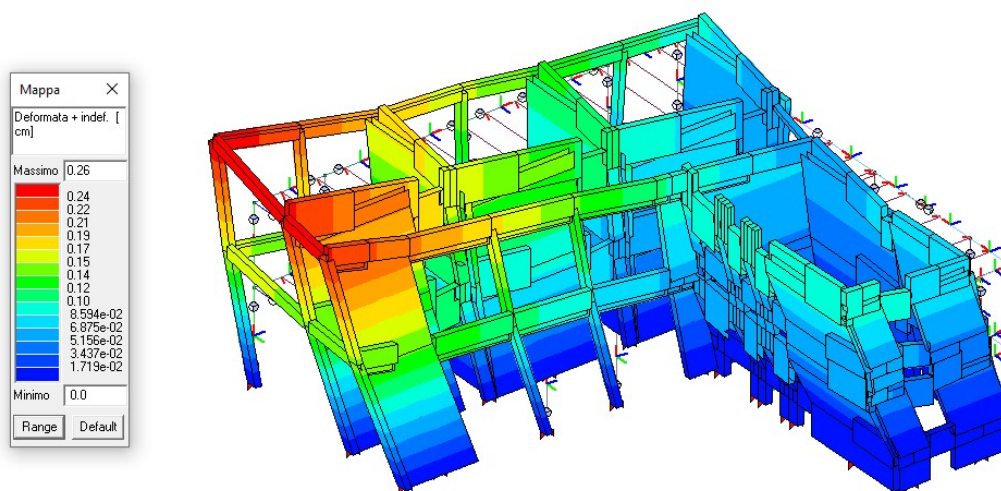


Figura 40 - Deformata massima

## VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI

A completamento dei risultati, in aggiunta alla curva di capacità globale del fabbricato, si effettuano le verifiche dei meccanismi fragili ovvero:

- Verifica a taglio delle travi;
- Verifica a taglio dei pilastri;
- Verifica dei nodi.

Si riportano i valori di inviluppo delle sollecitazioni sui pilastri.

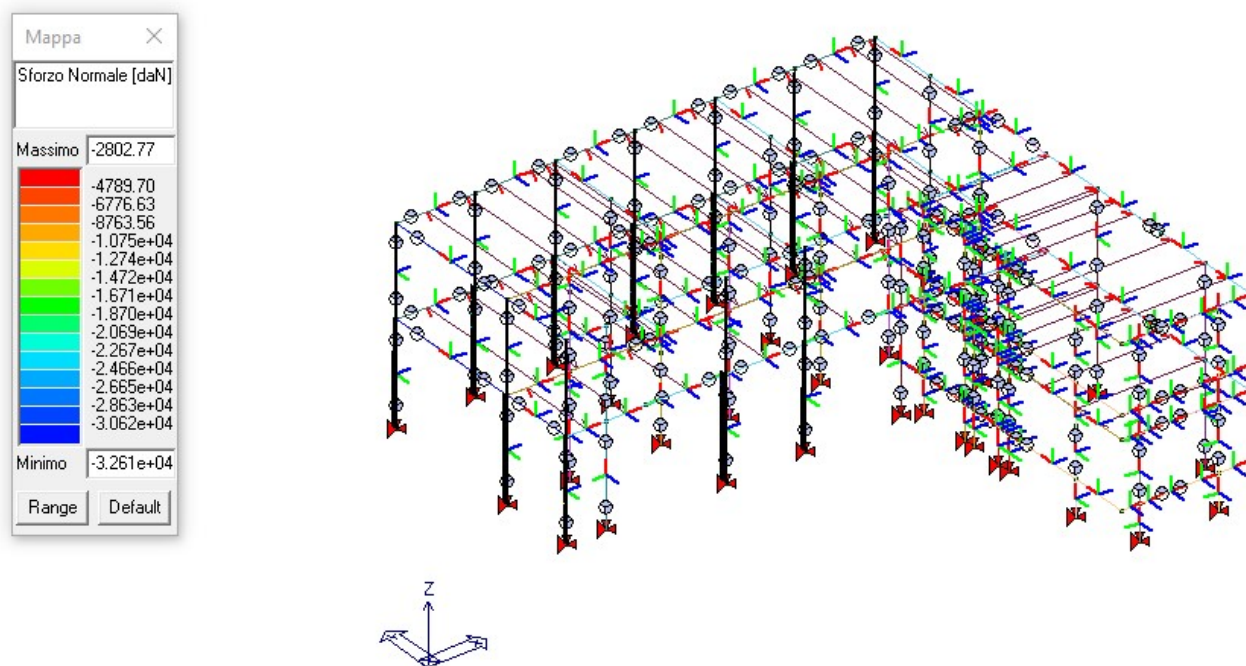


Figura 41 - Involuppo sforzo normale

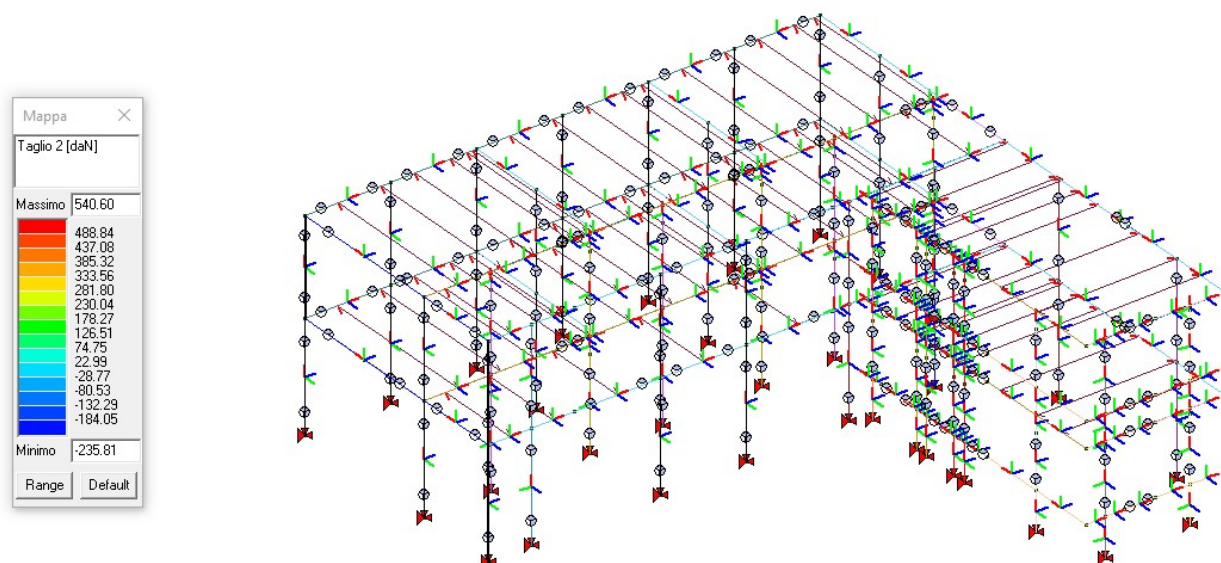


Figura 42 - Involuppo taglio

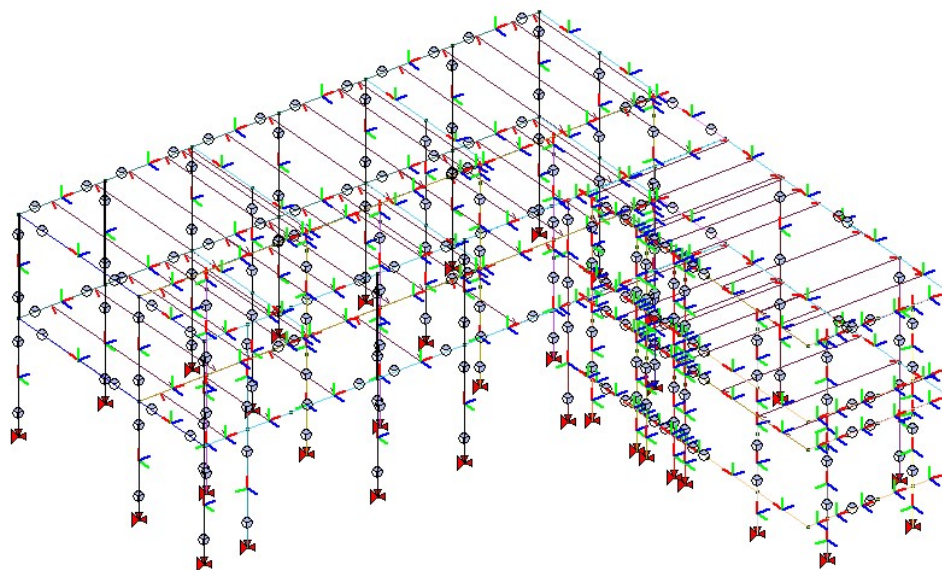
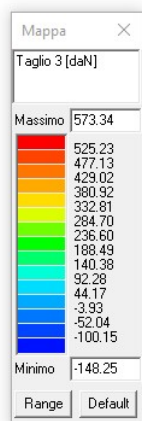


Figura 43 - Inviluppo taglio

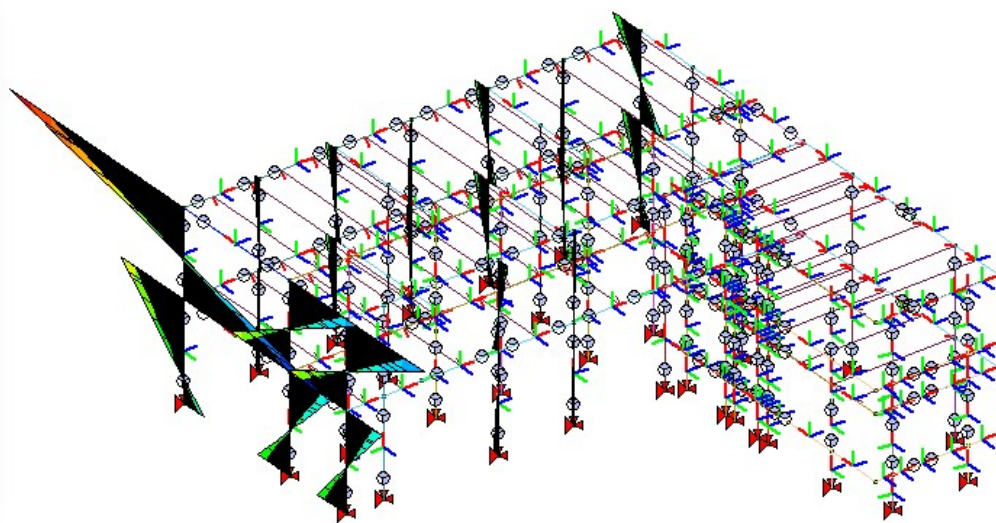
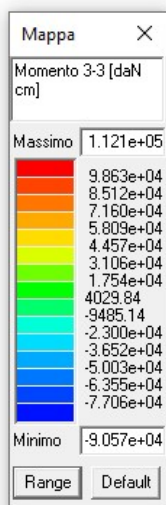


Figura 44 - Inviluppo momento 3-3



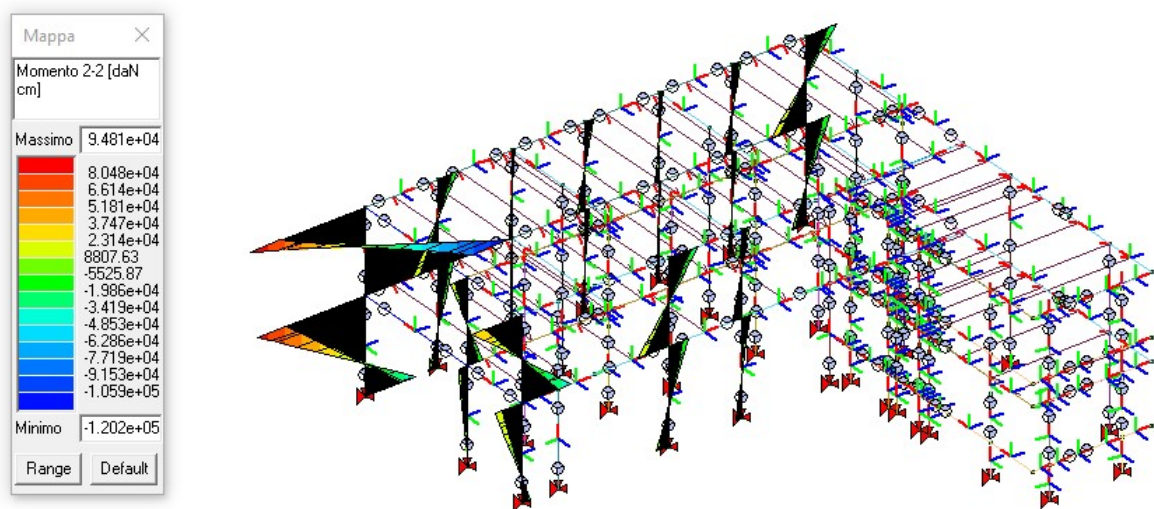


Figura 45 - Involuppo momento 2.2

Si riportano a seguire le verifiche dei meccanismi fragili, che risultano soddisfatte se inferiori all'unità.

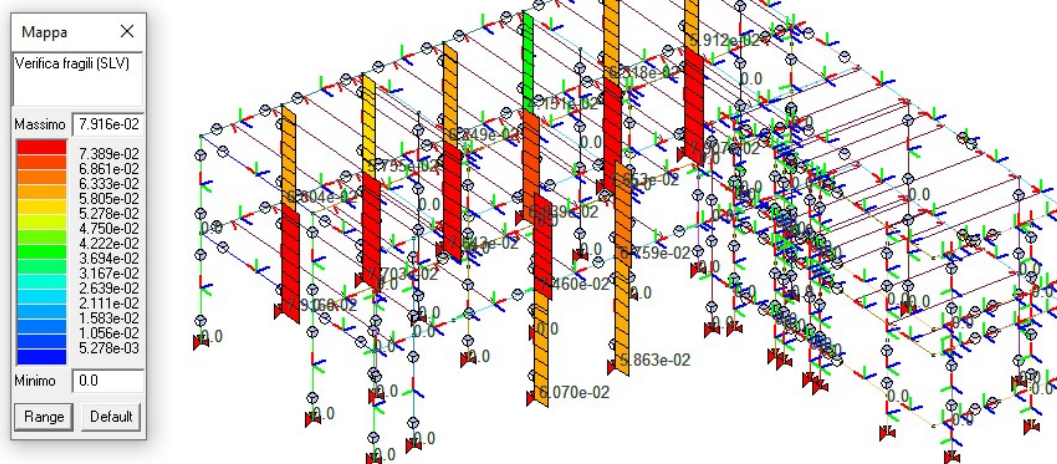


Figura 46 - Verifica a taglio dei pilastri

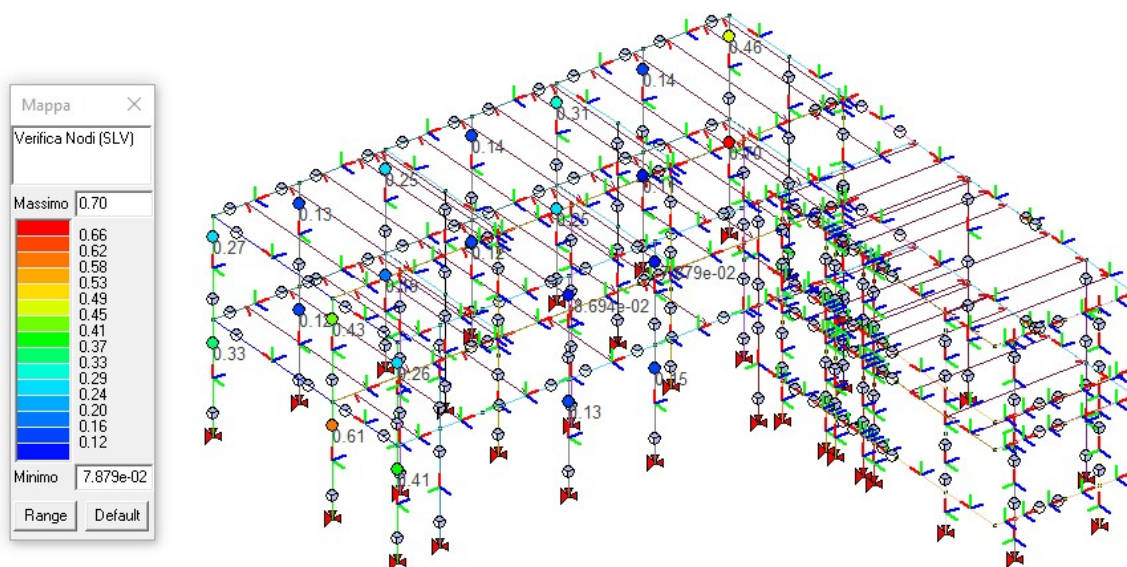


Figura 47 - Verifica nodi





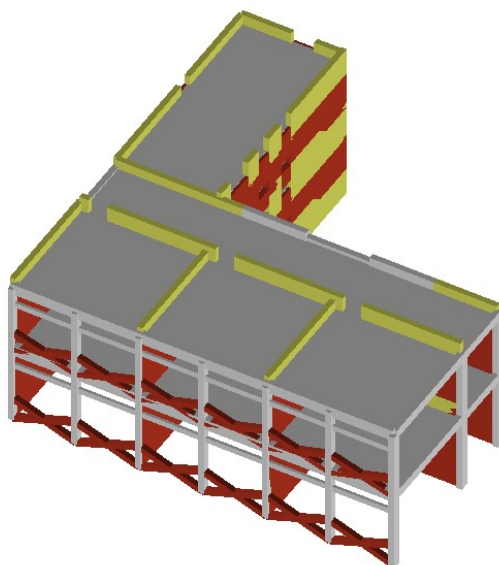


Figura 49 - bielle equivalenti a simulare i tamponamenti

CDC	Tipo	Angolo ing.	Distribuzione F	Nodo Dc	Usa Dc	CDC	Periodo	M Sismica g	xm*	m* % stat	m* % din	Part. Gamma
		gradi					sec	daN	daN			
2	SLV-DS	0.0	Proporz.	183	Mediato	6		6.438e+05	3.913e+05	60.8		1.51
3	SLV-DS	0.0	Proporz.	183	Mediato	7		6.438e+05	3.913e+05	60.8		1.51
4	SLV-DS	90.0	Proporz.	3	Mediato	8		6.438e+05	2.718e+05	42.2		1.63
5	SLV-DS	90.0	Proporz.	3	Mediato	9		6.438e+05	2.718e+05	42.2		1.63
6	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	183	Mediato	6		6.438e+05	3.913e+05	60.8		1.51
7	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	183	Mediato	7		6.438e+05	3.913e+05	60.8		1.51
8	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	3	Mediato	8		6.438e+05	2.718e+05	42.2		1.63
9	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	3	Mediato	9		6.438e+05	2.718e+05	42.2		1.63

Cmb (LC)	Tipo	D<C	sup. Danno	sup. Rottura	d verif.	PGA verif.	F verif.	Se(T*)	d* max	q*	d y*	F y*	K*	T*
					cm	g	daN	g	cm		cm	daN	daN/cm	sec
5 (-2)	SLU-V	SI	SI	NO	-0.11	0.16	-1.600e+05	0.26	0.07	0.62	0.12	1.658e+05	1.421e+06	0.11
6 (2)	SLU-V	SI	NO	NO	0.10	0.16	1.526e+05	0.26	0.07	0.75	0.09	1.367e+05	1.494e+06	0.10
7 (-3)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.10	0.16	-1.545e+05	0.26	0.07	0.60	0.11	1.710e+05	1.490e+06	0.10
8 (3)	SLU-V	SI	NO	NO	0.10	0.16	1.539e+05	0.26	0.07	0.61	0.11	1.669e+05	1.521e+06	0.10
9 (-4)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.06	0.15	-1.046e+05	0.24	0.04	0.36	0.11	1.829e+05	1.618e+06	0.08
10 (4)	SLU-V	SI	NO	NO	0.07	0.16	1.091e+05	0.24	0.04	0.38	0.11	1.708e+05	1.614e+06	0.08
11 (-5)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.08	0.15	-1.149e+05	0.25	0.05	0.40	0.12	1.675e+05	1.369e+06	0.09
12 (5)	SLU-V	SI	NO	NO	0.08	0.16	1.143e+05	0.25	0.05	0.45	0.10	1.489e+05	1.454e+06	0.09
13 (-6)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.14	0.16	-1.580e+05	0.27	0.09	0.73	0.12	1.468e+05	1.187e+06	0.12
14 (6)	SLU-V	SI	NO	NO	0.13	0.16	1.551e+05	0.27	0.09	0.82	0.10	1.298e+05	1.246e+06	0.11
15 (-7)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.13	0.16	-1.584e+05	0.27	0.08	0.70	0.12	1.511e+05	1.262e+06	0.11
16 (7)	SLU-V	SI	NO	NO	0.13	0.16	1.584e+05	0.27	0.08	0.74	0.11	1.435e+05	1.273e+06	0.11
17 (-8)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.08	0.16	-1.146e+05	0.25	0.05	0.44	0.11	1.527e+05	1.373e+06	0.09
18 (8)	SLU-V	SI	NO	NO	0.08	0.16	1.149e+05	0.25	0.05	0.50	0.10	1.342e+05	1.369e+06	0.09
19 (-9)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.10	0.16	-1.252e+05	0.26	0.06	0.47	0.13	1.475e+05	1.144e+06	0.10
20 (9)	SLU-V	SI	NO	NO	0.11	0.16	1.297e+05	0.26	0.06	0.45	0.14	1.564e+05	1.086e+06	0.10

Cmb (LC)	d D	PGA D	Fb D	d P1	PGA P1	Fb P1	d M	PGA M	Fb M	d U	PGA U	Fb U	d R	PGA R	Fb R
	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN
5 (-2)	-0.63	0.35	-2.710e+05	-1.64e-03	2.36e-03	-643.8	-0.68	0.36	-2.749e+05	-0.68	0.36	-2.749e+05	-0.68	0.36	-2.749e+05
6 (2)				-7.84e-04	1.19e-03	643.8	0.17	0.22	2.163e+05	0.17	0.22	2.163e+05	0.17	0.22	2.163e+05
7 (-3)				-1.63e-03	2.48e-03	-643.8	-0.61	0.36	-2.807e+05	-0.61	0.36	-2.807e+05	-0.61	0.36	-2.807e+05
8 (3)				-7.93e-04	1.24e-03	643.8	0.33	0.30	2.710e+05	0.33	0.30	2.710e+05	0.33	0.30	2.710e+05
9 (-4)				-2.45e-04	5.91e-04	-643.8	-0.43	0.51	-3.267e+05	-0.43	0.51	-3.267e+05	-0.43	0.51	-3.267e+05
10 (4)				5.37e-04	1.28e-03	643.8	0.33	0.45	3.029e+05	0.33	0.45	3.029e+05	0.33	0.45	3.029e+05
11 (-5)				-2.87e-04	5.67e-04	-643.8	-0.43	0.45	-3.068e+05	-0.43	0.45	-3.068e+05	-0.43	0.45	-3.068e+05
12 (5)				5.78e-04	1.22e-03	643.8	0.38	0.41	2.759e+05	0.38	0.41	2.759e+05	0.38	0.41	2.759e+05
13 (-6)				-1.72e-03	1.98e-03	-643.8	-0.50	0.27	-2.388e+05	-0.50	0.27	-2.388e+05	-0.50	0.27	-2.388e+05
14 (6)				-7.08e-04	8.68e-04	643.8	0.29	0.22	2.015e+05	0.29	0.22	2.015e+05	0.29	0.22	2.015e+05
15 (-7)				-1.71e-03	2.12e-03	-643.8	-0.36	0.26	-2.421e+05	-0.36	0.26	-2.421e+05	-0.36	0.26	-2.421e+05

Cmb (LC)	d D	PGA D	Fb D	d P1	PGA P1	Fb P1	d M	PGA M	Fb M	d U	PGA U	Fb U	d R	PGA R	Fb R
16 (7)				-7.20e-04	9.05e-04	643.8	0.53	0.28	2.480e+05	0.53	0.28	2.480e+05	0.53	0.28	2.480e+05
17 (-8)				-3.12e-04	6.15e-04	-643.8	-0.34	0.40	-2.744e+05	-0.34	0.40	-2.744e+05	-0.34	0.40	-2.744e+05
18 (8)				6.04e-04	1.19e-03	643.8	0.19	0.32	2.256e+05	0.19	0.32	2.256e+05	0.19	0.32	2.256e+05
19 (-9)				-3.61e-04	5.76e-04	-643.8	-0.49	0.39	-2.707e+05	-0.49	0.39	-2.707e+05	-0.49	0.39	-2.707e+05
20 (9)				6.53e-04	9.77e-04	643.8	0.70	0.45	2.900e+05	0.70	0.45	2.900e+05	0.70	0.45	2.900e+05

CDC	Tipo	Angolo ing.	Distribuzione F	Nodo Dc	Uso Dc	CDC	Periodo	M Sismica	xm*	m* % stat	m* % din	Part. Gamma
		gradi					sec	daN	daN			
2	SLV-DS	0.0	Proporz.	183	Mediato	6		6.235e+05	3.793e+05	60.8		1.52
3	SLV-DS	0.0	Proporz.	183	Mediato	7		6.235e+05	3.793e+05	60.8		1.52
4	SLV-DS	90.0	Proporz.	3	Mediato	8		6.235e+05	2.685e+05	43.1		1.62
5	SLV-DS	90.0	Proporz.	3	Mediato	9		6.235e+05	2.685e+05	43.1		1.62
6	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	183	Mediato	6		6.235e+05	3.793e+05	60.8		1.52
7	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	183	Mediato	7		6.235e+05	3.793e+05	60.8		1.52
8	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	3	Mediato	8		6.235e+05	2.685e+05	43.1		1.62
9	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	3	Mediato	9		6.235e+05	2.685e+05	43.1		1.62

Cmb (LC)	Tipo	D<C	sup. Danno	sup. Rottura	d verif.	PGA verif.	F verif.	Se(T*)	d* max	q*	d y*	F y*	K*	T*
					cm	g	daN	g	cm		cm	daN	daN/cm	sec
5 (-2)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.11	0.16	-1.528e+05	0.26	0.07	0.75	0.10	1.332e+05	1.392e+06	0.10
6 (2)	SLU-V	SI	NO	NO	0.11	0.16	1.506e+05	0.26	0.07	0.66	0.11	1.514e+05	1.412e+06	0.10
7 (-3)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.11	0.16	-1.515e+05	0.26	0.07	0.67	0.11	1.494e+05	1.422e+06	0.10
8 (3)	SLU-V	SI	NO	NO	0.10	0.16	1.506e+05	0.26	0.07	0.69	0.10	1.438e+05	1.454e+06	0.10
9 (-4)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.07	0.16	-1.113e+05	0.24	0.04	0.36	0.11	1.782e+05	1.574e+06	0.08
10 (4)	SLU-V	SI	NO	NO	0.07	0.16	1.107e+05	0.24	0.04	0.39	0.11	1.669e+05	1.576e+06	0.08
11 (-5)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.08	0.16	-1.210e+05	0.25	0.05	0.41	0.13	1.654e+05	1.319e+06	0.09
12 (5)	SLU-V	SI	SI	NO	0.09	0.16	1.313e+05	0.25	0.06	0.39	0.14	1.752e+05	1.226e+06	0.09
13 (-6)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.14	0.16	-1.528e+05	0.27	0.09	0.78	0.11	1.326e+05	1.168e+06	0.11
14 (6)	SLU-V	SI	NO	NO	0.13	0.16	1.509e+05	0.27	0.09	0.83	0.10	1.246e+05	1.204e+06	0.11
15 (-7)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.13	0.16	-1.537e+05	0.27	0.08	0.80	0.11	1.294e+05	1.217e+06	0.11
16 (7)	SLU-V	SI	NO	NO	0.12	0.16	1.478e+05	0.27	0.08	0.98	0.08	1.046e+05	1.261e+06	0.11
17 (-8)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.08	0.16	-1.110e+05	0.25	0.05	0.45	0.11	1.496e+05	1.343e+06	0.09
18 (8)	SLU-V	SI	NO	NO	0.08	0.16	1.107e+05	0.25	0.05	0.45	0.11	1.487e+05	1.342e+06	0.09
19 (-9)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.10	0.16	-1.213e+05	0.26	0.06	0.51	0.12	1.350e+05	1.150e+06	0.10
20 (9)	SLU-V	SI	SI	NO	0.11	0.16	1.319e+05	0.26	0.07	0.45	0.15	1.561e+05	1.042e+06	0.10

Cmb (LC)	d D	PGA D	Fb D	d P1	PGA P1	Fb P1	d M	PGA M	Fb M	d U	PGA U	Fb U	d R	PGA R	Fb R
	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN
5 (-2)				-1.62e-03	2.34e-03	-623.5	-0.19	0.22	-2.176e+05	-0.19	0.22	-2.176e+05	-0.19	0.22	-2.176e+05
6 (2)				-7.51e-04	1.10e-03	623.5	0.26	0.26	2.497e+05	0.26	0.26	2.497e+05	0.26	0.26	2.497e+05
7 (-3)				-1.61e-03	2.39e-03	-623.5	-0.32	0.27	-2.369e+05	-0.32	0.27	-2.369e+05	-0.32	0.27	-2.369e+05
8 (3)				-7.57e-04	1.15e-03	623.5	0.22	0.24	2.376e+05	0.22	0.24	2.376e+05	0.22	0.24	2.376e+05
9 (-4)				-2.59e-04	6.15e-04	-623.5	-0.44	0.50	-3.192e+05	-0.44	0.50	-3.192e+05	-0.44	0.50	-3.192e+05
10 (4)				5.18e-04	1.22e-03	623.5	0.34	0.45	2.973e+05	0.34	0.45	2.973e+05	0.34	0.45	2.973e+05
11 (-5)				-3.00e-04	5.73e-04	-623.5	-0.47	0.45	-3.030e+05	-0.47	0.45	-3.030e+05	-0.47	0.45	-3.030e+05
12 (5)	0.66	0.51	3.130e+05	5.58e-04	9.80e-04	623.5	0.76	0.53	3.230e+05	0.76	0.53	3.230e+05	0.76	0.53	3.230e+05
13 (-6)				-1.69e-03	1.98e-03	-623.5	-0.33	0.23	-2.139e+05	-0.33	0.23	-2.139e+05	-0.33	0.23	-2.139e+05
14 (6)				-6.79e-04	8.23e-04	623.5	0.33	0.22	1.936e+05	0.33	0.22	1.936e+05	0.33	0.22	1.936e+05
15 (-7)				-1.68e-03	2.07e-03	-623.5	-0.20	0.21	-2.095e+05	-0.20	0.21	-2.095e+05	-0.20	0.21	-2.095e+05
16 (7)				-6.88e-04	8.81e-04	623.5	0.16	0.17	1.631e+05	0.16	0.17	1.631e+05	0.16	0.17	1.631e+05
17 (-8)				-3.22e-04	6.27e-04	-623.5	-0.35	0.40	-2.694e+05	-0.35	0.40	-2.694e+05	-0.35	0.40	-2.694e+05
18 (8)				5.81e-04	1.13e-03	623.5	0.36	0.40	2.622e+05	0.36	0.40	2.622e+05	0.36	0.40	2.622e+05
19 (-9)				-3.70e-04	6.03e-04	-623.5	-0.40	0.36	-2.447e+05	-0.40	0.36	-2.447e+05	-0.40	0.36	-2.447e+05
20 (9)	0.80	0.46	2.865e+05	6.28e-04	9.11e-04	623.5	0.80	0.46	2.865e+05	0.80	0.46	2.865e+05	0.80	0.46	2.865e+05

PGA P1 MODELLO SENZA TAMPONAMENTI	PGA P1 MODELLO SENZA TAMPONAMENTI
0.36	0.22
<b>0.22</b>	0.26



	L.magg	L.min	d	øL.min	Af prog	Ved	k	k adott	Vrd	ctg
	cm	cm	cm	cm	cmq	kN			kN	[1-2,5]
<b>PILASTRO 30X40</b>	40	30	26	1.20	3.08	16	1.88	1.88	41.30	2.5

fcm 27.8  
 fcd 13.728395  
 fyd 286.63446

	Asw	Afp	s fp	s	Vrsd	Vrfp	$\alpha C$	bst	c	Vrcd	Vrd	Verifica	FS
	cm <sup>2</sup>			cm	kN			cm	cm	kN	kN		
<b>PILASTRO 30X40</b>	0.56	0	0	15	62.60		1.15	22	4	254.78	62.60	ok	0.26

La verifica porta al medesimo FS, la validazione ha esito positivo.

Si effettua la verifica a pressoflessione dei pilastri del nuovo portale.

Si tratta di pilastri 30x50 armati con 12 barre longitudinali diam 20 mm e staffe diam 10/10-20 cm. Sebbene la struttura sia non dissipativa, i dettagli d'armatura sono conformi ai requisiti di legge per strutture in classe di duttilità B.

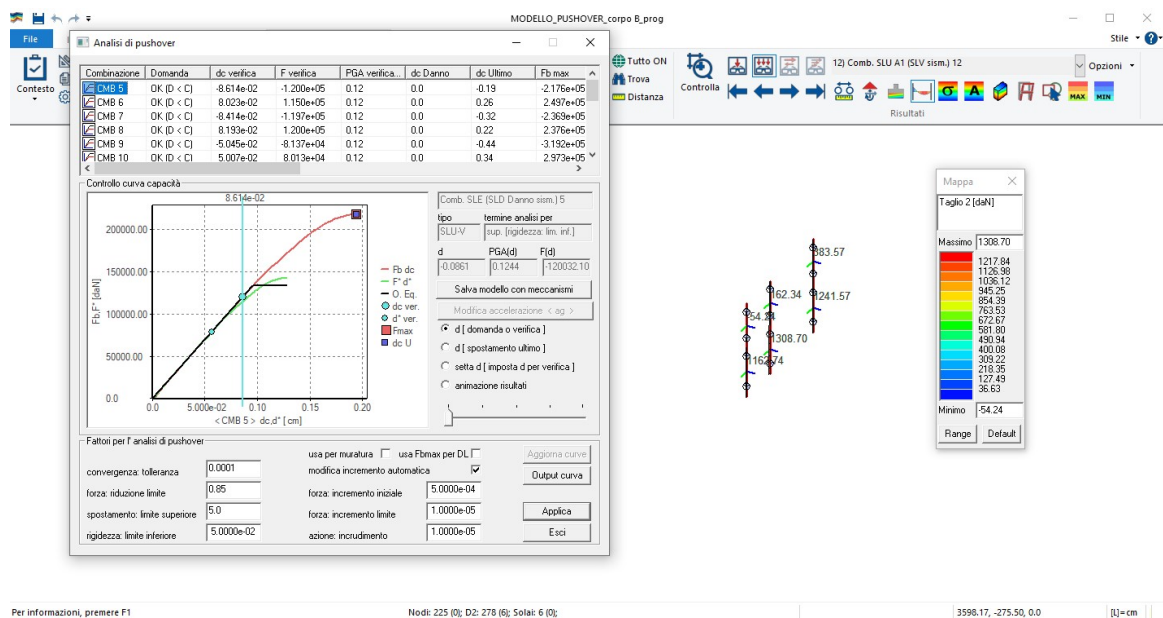


Figura 51 - Massimo taglio T2, cmb12



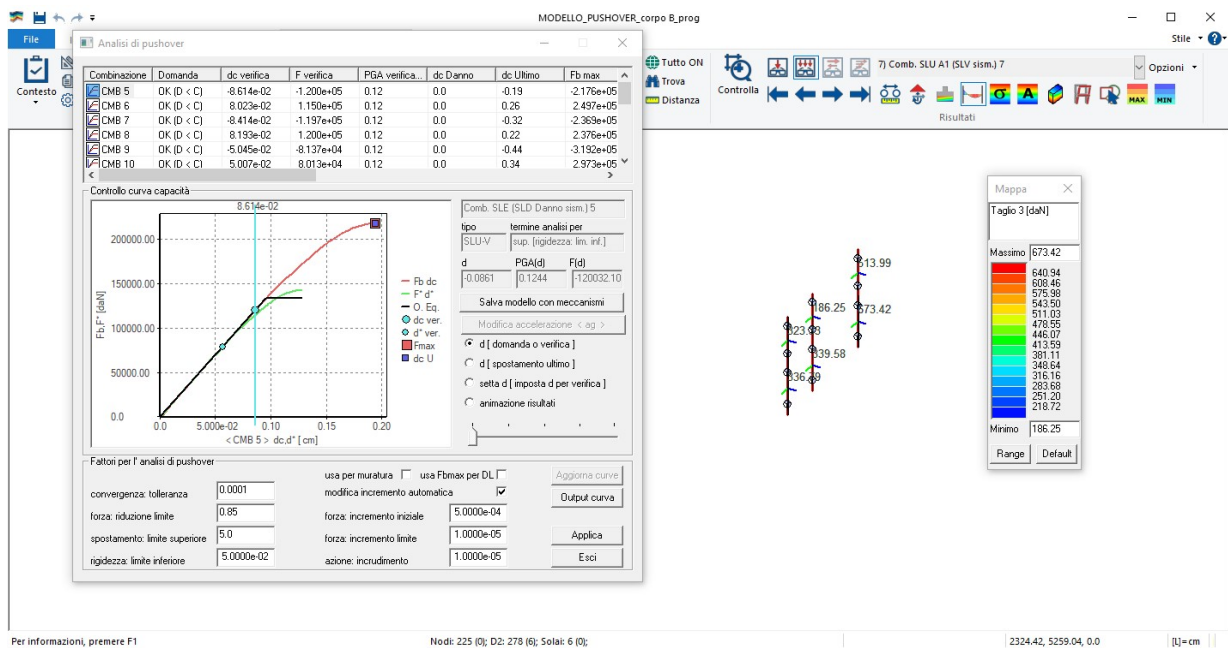


Figura 52 - Massimo Taglio T3, cmb 7

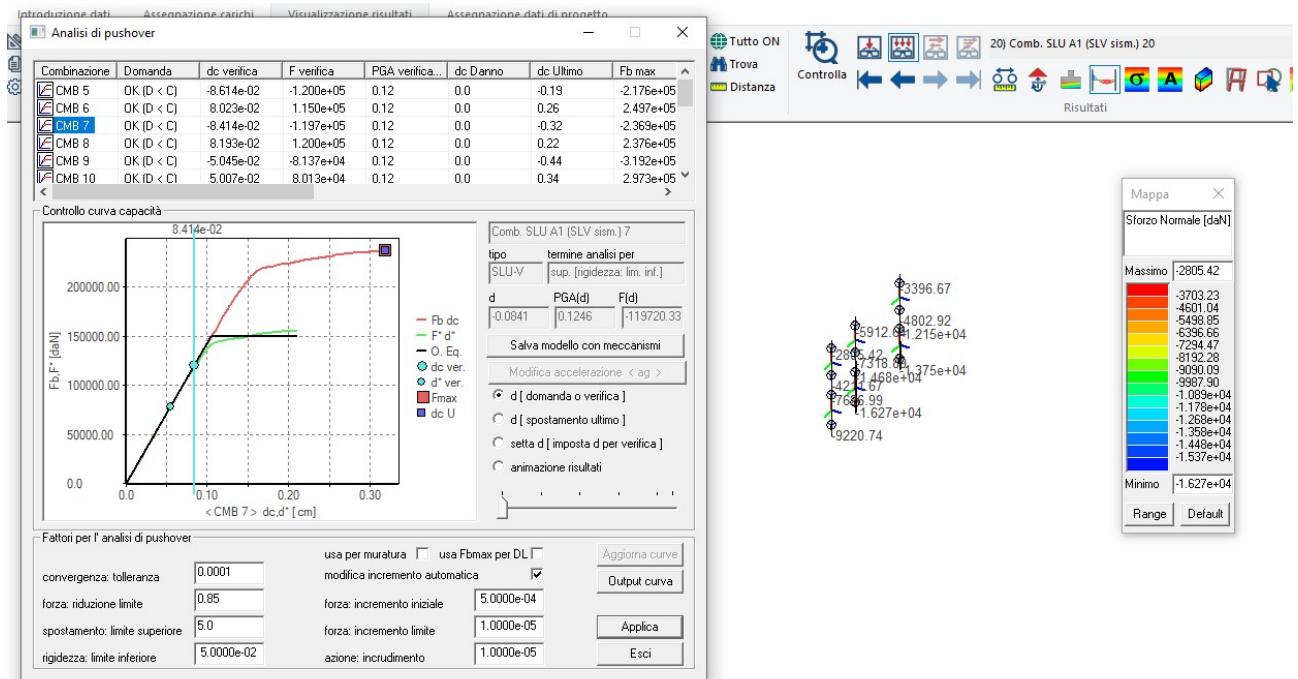


Figura 53 \_ Massima sollecitazione di sforzo normale



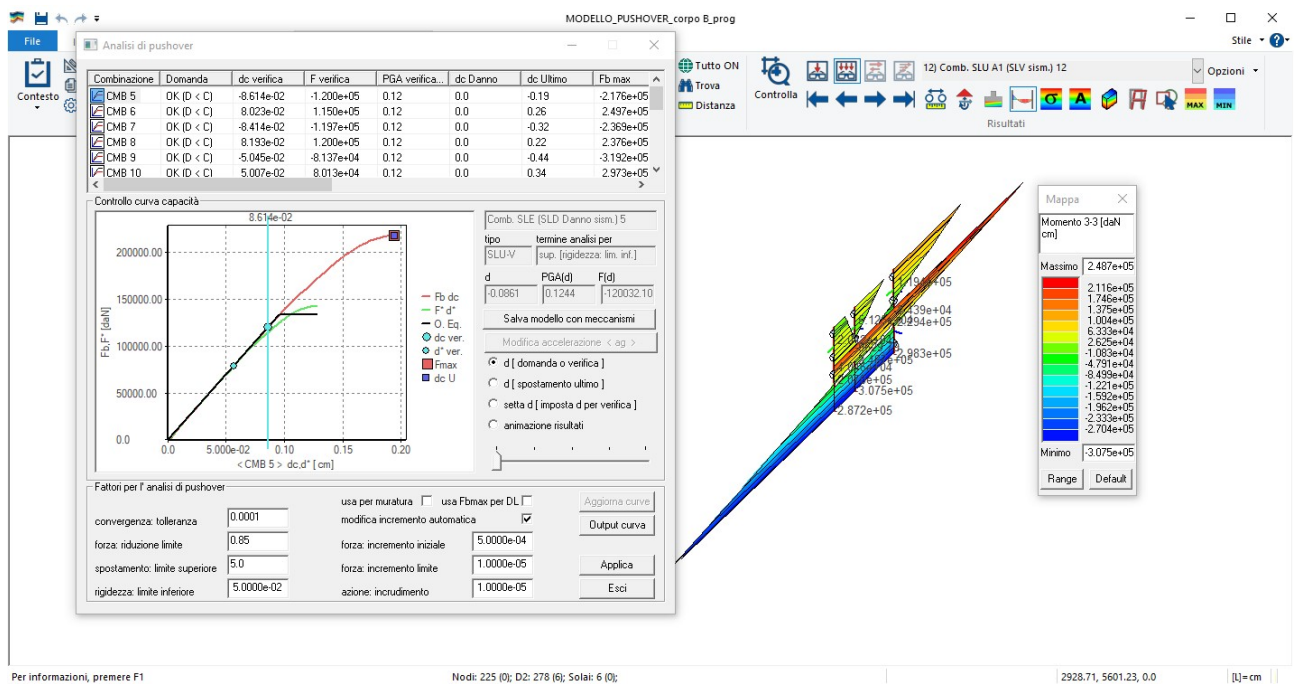
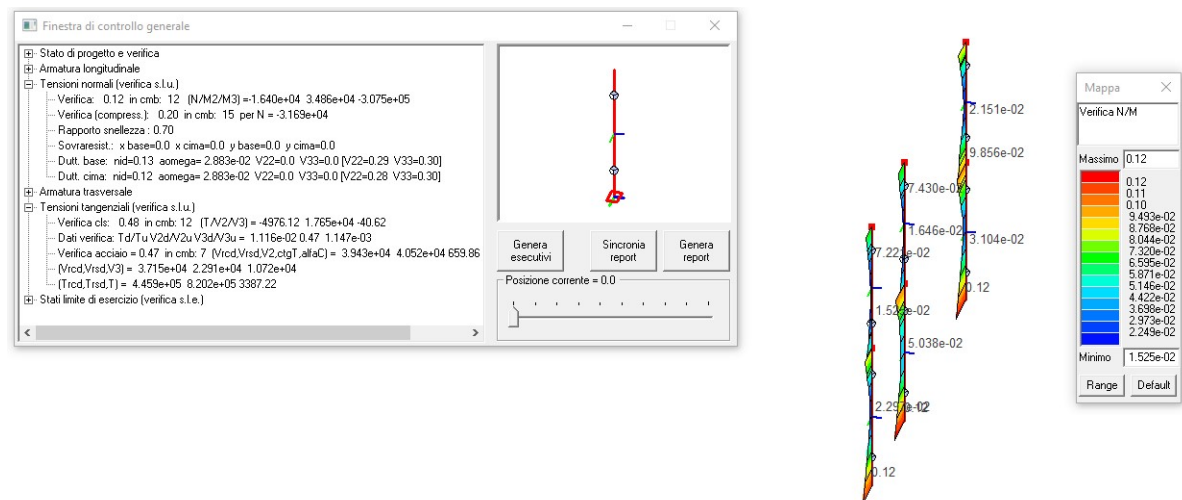
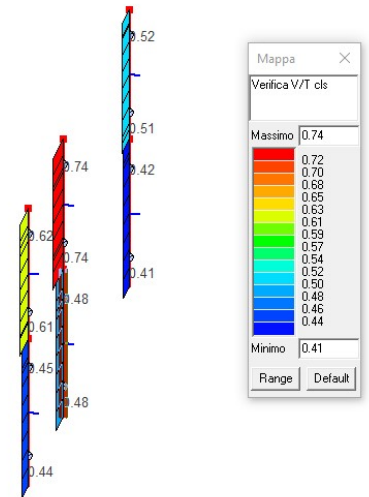


Figura 54 - Massima sollecitazione flettente - cmb.12

La verifica è eseguita automaticamente dal software e porta ai seguenti valori.





The screenshot displays the SAP2000 software interface, specifically the 'Finestra di controllo generale' (General Control Window) and the 'Mappa' (Map) window.

**Finestra di controllo generale (General Control Window):**

- Top Panel:** Shows the project name '12) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12' and the 'Risultati' (Results) tab.
- Left Panel:** Displays the 'Azioni T V2 V3' (Actions T V2 V3) and 'Azioni N M2-2 M3-3' (Actions N M2-2 M3-3) with their respective values: N = -1.640e+04, M2-2 = 1.053e+04, M3-3 = -3.075e+05. The 'Stato deformativo' (Deformed State) is selected.
- Center Panel:** Shows a 3D model of the structure with a color-coded map of internal forces. The 'Genera report' (Generate report) button is visible.
- Right Panel:** Displays the 'Fb max' (Maximum Fb) values for the structure: 2.176e+05, 2.497e+05, 2.369e+05, 2.376e+05, 3.192e+05, 2.973e+05.
- Bottom Panel:** Shows a graph of internal forces (Fb, Fd, etc.) versus displacement (CMB 20). The graph includes a legend for Fb dc, Fd\*, O, Eq, dc ver, d\* ver, Fmax, and dc U.

**Mappa (Map) Window:**

- Title:** Mappa
- Content:** A color-coded map of internal forces (Momento 3-3) for the structure. The scale ranges from -3.075e+05 to 2.487e+05 daN cm.
- Legend:** A color scale bar showing the range of internal forces from -3.075e+05 (blue) to 2.487e+05 (red).
- Buttons:** 'Range' and 'Default' buttons are present at the bottom.

Verifica C.A. S.L.U. - File: PORTALE NUOVO NEL GIUNTO

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

Titolo: \_\_\_\_\_

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	30
3	50	30
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	4	4
2	3.14	4	15
3	3.14	4	26
4	3.14	15	4
5	3.14	15	26
6	3.14	35	4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 164 kN  
M<sub>Ed</sub>: 10 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 30 kNm

Materiali: B450C C28/35

ε<sub>su</sub>: 67.5‰ ε<sub>c2</sub>: 2‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5‰  
E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
ε<sub>syd</sub>: 1.957‰ α<sub>c,adm</sub>: 11  
α<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.6667  
τ<sub>c1</sub>: 1.971

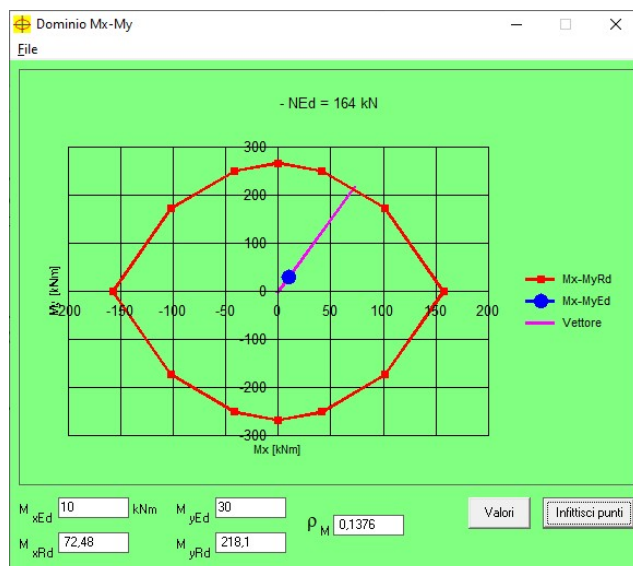
P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 72.48 kNm  
M<sub>yRd</sub>: 218.1 kNm  
σ<sub>c</sub>: -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3.5‰  
ε<sub>s</sub>: 4.671‰  
d: 50.39 cm  
x: 21.58 x/d: 0.4283  
δ: 0.9754

Tipo Sezione: Rettangolare a T Circolare  
Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 317  
Precompresso



La verifica è ampiamente soddisfatta e coerente con i coefficienti di sicurezza indicati dal programma.

La verifica a taglio eseguita dal programma di calcolo risulta soddisfatta anche se eseguita nell'ambito della gerarchia delle resistenti, ovvero utilizzando come domanda il taglio calcolato ai sensi della 7.4.5. delle normative vigenti.

$$V_{Ed} I_p = \gamma_{Rd} (M_{i,d}^s + M_{i,d}^i)$$

Il taglio T pari a 17650 daN, corrisponde ad un momento resistente così calcolato:

$M_{rd} = h x T / (2 \times 1,1) = 280080 \text{ daNm}$ , coerente con i valori precedentemente determinati.

Si tratta di una valutazione estremamente cautelativa in quanto la struttura è NON DISSIPATIVA, conseguentemente il valore del taglio di riferimento previsto dalla normativa è quello derivante dal modello di calcolo ovvero pari ad un massimo di 1308 daN.

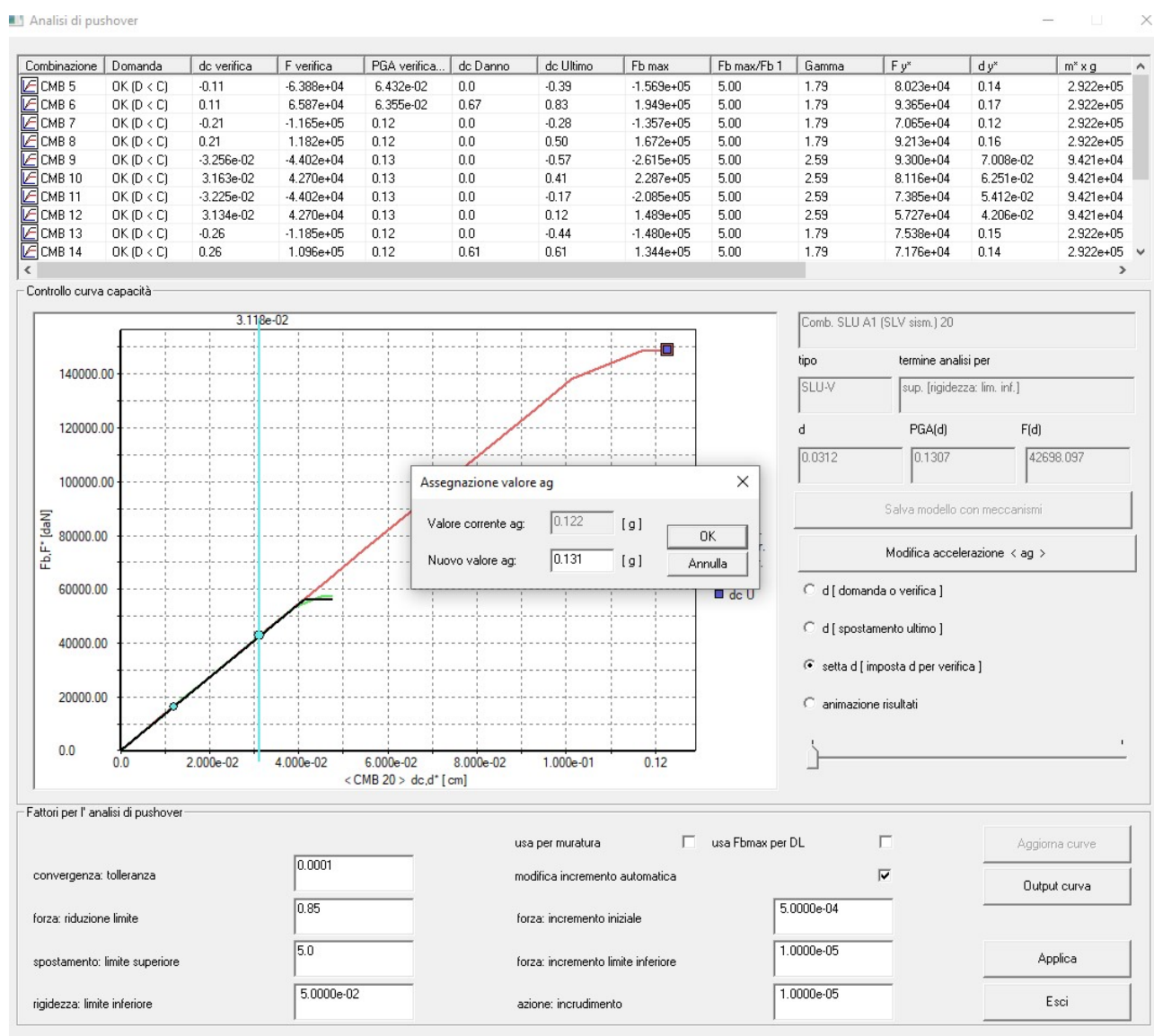
La verifica è soddisfatta.

Il massimo sforzo normale in corrispondenza dei pilastri è di 16270 daN, conseguentemente le fondazioni profonde esistenti vengono integrate con n° 1 palo pressoinfisso in corrispondenza di ciascun pilastro.

## CORPO D1

### VERIFICA LATO CALCESTRUZZO

Si imposta la domanda pari a 80% di  $agS$  ovvero  $0,8 \times 0.152 = 0.122$



CDC	Tipo	Angolo ing.	Distribuzion	Nodo Dc	Usa Dc	CDC	Periodo	M Sismica	xm*	m* % stat	m* % din	Part. Gamma
		gradi	e F				sec	daN	daN			
2	SLV-DS	0.0	Proporz.	33	Mediato	6		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76
3	SLV-DS	0.0	Proporz.	33	Mediato	7		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76

CDC	Tipo	Angolo ing.	Distribuzione F	Nodo Dc	Uso Dc	CDC	Periodo	M Sismica	xm*	m* % stat	m* % din	Part. Gamma
4	SLV-DS	90.0	Proporz.	37	Mediato	8		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21
5	SLV-DS	90.0	Proporz.	37	Mediato	9		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21
6	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	33	Mediato	6		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76
7	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	33	Mediato	7		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76
8	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	37	Mediato	8		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21
9	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	37	Mediato	9		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21

Cmb (LC)	Tipo	D<C	sup. Danno	sup. Rottura	d verif.	PGA verif.	F verif.	Se(T*)	d* max	q*	d y*	F y*	K*	T*
					cm	g	daN	g	cm		cm	daN	daN/cm	sec
5 (-2)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.21	0.12	-1.208e+05	0.23	0.12	0.86	0.14	8.132e+04	5.761e+05	0.14
6 (2)	SLU-V	SI	SI	NO	0.27	0.12	1.335e+05	0.25	0.15	0.75	0.20	9.733e+04	4.787e+05	0.16
7 (-3)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.22	0.12	-1.185e+05	0.24	0.12	0.97	0.13	7.276e+04	5.702e+05	0.15
8 (3)	SLU-V	SI	NO	NO	0.21	0.12	1.195e+05	0.24	0.12	0.77	0.16	9.152e+04	5.697e+05	0.15
9 (-4)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.04	0.12	-4.293e+04	0.17	0.02	0.17	0.12	1.099e+05	9.271e+05	0.07
10 (4)	SLU-V	SI	NO	NO	0.06	0.13	5.491e+04	0.18	0.02	0.18	0.13	1.056e+05	8.081e+05	0.07
11 (-5)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.04	0.13	-4.293e+04	0.17	0.02	0.20	0.09	9.102e+04	9.727e+05	0.07
12 (5)	SLU-V	SI	NO	NO	0.05	0.13	4.426e+04	0.17	0.02	0.26	0.07	6.825e+04	9.720e+05	0.07
13 (-6)	SLU-V	SI	SI	NO	-0.43	0.12	-1.461e+05	0.27	0.24	0.72	0.34	1.128e+05	3.322e+05	0.19
14 (6)	SLU-V	SI	NO	NO	0.32	0.12	1.208e+05	0.25	0.18	1.06	0.15	6.961e+04	4.749e+05	0.16
15 (-7)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.32	0.12	-1.305e+05	0.25	0.18	0.79	0.23	9.657e+04	4.172e+05	0.17
16 (7)	SLU-V	SI	NO	NO	0.27	0.12	1.201e+05	0.24	0.15	0.91	0.17	8.002e+04	4.836e+05	0.16
17 (-8)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.05	0.12	-4.293e+04	0.18	0.02	0.21	0.11	8.979e+04	8.074e+05	0.07
18 (8)	SLU-V	SI	NO	NO	0.06	0.12	5.025e+04	0.18	0.03	0.19	0.14	9.881e+04	7.123e+05	0.08
19 (-9)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.05	0.12	-4.293e+04	0.18	0.02	0.20	0.12	9.330e+04	8.025e+05	0.07
20 (9)	SLU-V	SI	NO	NO	0.07	0.13	5.558e+04	0.18	0.03	0.19	0.14	1.000e+05	6.967e+05	0.08

Cmb (LC)	d D	PGA D	Fb D	d P1	PGA P1	Fb P1	d M	PGA M	Fb M	d U	PGA U	Fb U	d R	PGA R	Fb R
	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN
5 (-2)	-0.39	0.16	-1.561e+05	-1.25e-03	7.10e-04	-665.6	-0.39	0.16	-1.561e+05	-0.39	0.16	-1.561e+05	-0.39	0.16	-1.561e+05
6 (2)	0.66	0.19	1.727e+05	1.03e-03	4.65e-04	665.6	0.86	0.21	1.959e+05	0.86	0.21	1.959e+05	0.86	0.21	1.959e+05
7 (-3)	-0.29	0.13	-1.371e+05	-1.27e-03	7.12e-04	-665.6	-0.29	0.13	-1.371e+05	-0.29	0.13	-1.371e+05	-0.29	0.13	-1.371e+05
8 (3)	0.48	0.18	1.634e+05	1.05e-03	5.89e-04	665.6	0.48	0.18	1.634e+05	0.48	0.18	1.634e+05	0.48	0.18	1.634e+05
9 (-4)	-0.71	0.85	-2.616e+05	-8.29e-04	2.33e-03	-665.6	-0.71	0.85	-2.616e+05	-0.71	0.85	-2.616e+05	-0.71	0.85	-2.616e+05
10 (4)	0.76	0.81	2.456e+05	5.27e-04	1.27e-03	665.6	0.76	0.81	2.456e+05	0.76	0.81	2.456e+05	0.76	0.81	2.456e+05
11 (-5)	-0.25	0.63	-2.153e+05	-8.29e-04	2.46e-03	-665.6	-0.25	0.63	-2.153e+05	-0.25	0.63	-2.153e+05	-0.25	0.63	-2.153e+05
12 (5)	0.17	0.46	1.518e+05	5.27e-04	1.56e-03	665.6	0.17	0.46	1.518e+05	0.17	0.46	1.518e+05	0.17	0.46	1.518e+05
13 (-6)	-1.08	0.21	-1.987e+05	-1.44e-03	4.11e-04	-665.6	-1.37	0.23	-2.107e+05	-1.37	0.23	-2.107e+05	-1.37	0.23	-2.107e+05
14 (6)	0.56	0.15	1.265e+05	1.22e-03	5.47e-04	665.6	0.56	0.15	1.265e+05	0.56	0.15	1.265e+05	0.56	0.15	1.265e+05
15 (-7)	-0.94	0.20	-1.824e+05	-1.46e-03	5.55e-04	-665.6	-0.94	0.20	-1.824e+05	-0.94	0.20	-1.824e+05	-0.94	0.20	-1.824e+05
16 (7)	0.59	0.16	1.444e+05	1.24e-03	5.68e-04	665.6	0.59	0.16	1.444e+05	0.59	0.16	1.444e+05	0.59	0.16	1.444e+05
17 (-8)	-0.46	0.64	-2.128e+05	-9.33e-04	2.23e-03	-665.6	-0.46	0.64	-2.128e+05	-0.46	0.64	-2.128e+05	-0.46	0.64	-2.128e+05
18 (8)	0.74	0.73	2.290e+05	6.31e-04	1.31e-03	665.6	0.74	0.73	2.290e+05	0.74	0.73	2.290e+05	0.74	0.73	2.290e+05
19 (-9)	-0.46	0.66	-2.199e+05	-9.33e-04	2.22e-03	-665.6	-0.46	0.66	-2.199e+05	-0.46	0.66	-2.199e+05	-0.46	0.66	-2.199e+05
20 (9)	0.66	0.71	2.356e+05	6.31e-04	1.28e-03	665.6	0.66	0.71	2.356e+05	0.66	0.71	2.356e+05	0.66	0.71	2.356e+05

La verifica di duttilità è sempre soddisfatta.

Si riporta a seguire le verifica dei meccanismi fragili.

Si riportano a seguire i valori di inviluppo delle sollecitazioni sui pilastri in c.a.



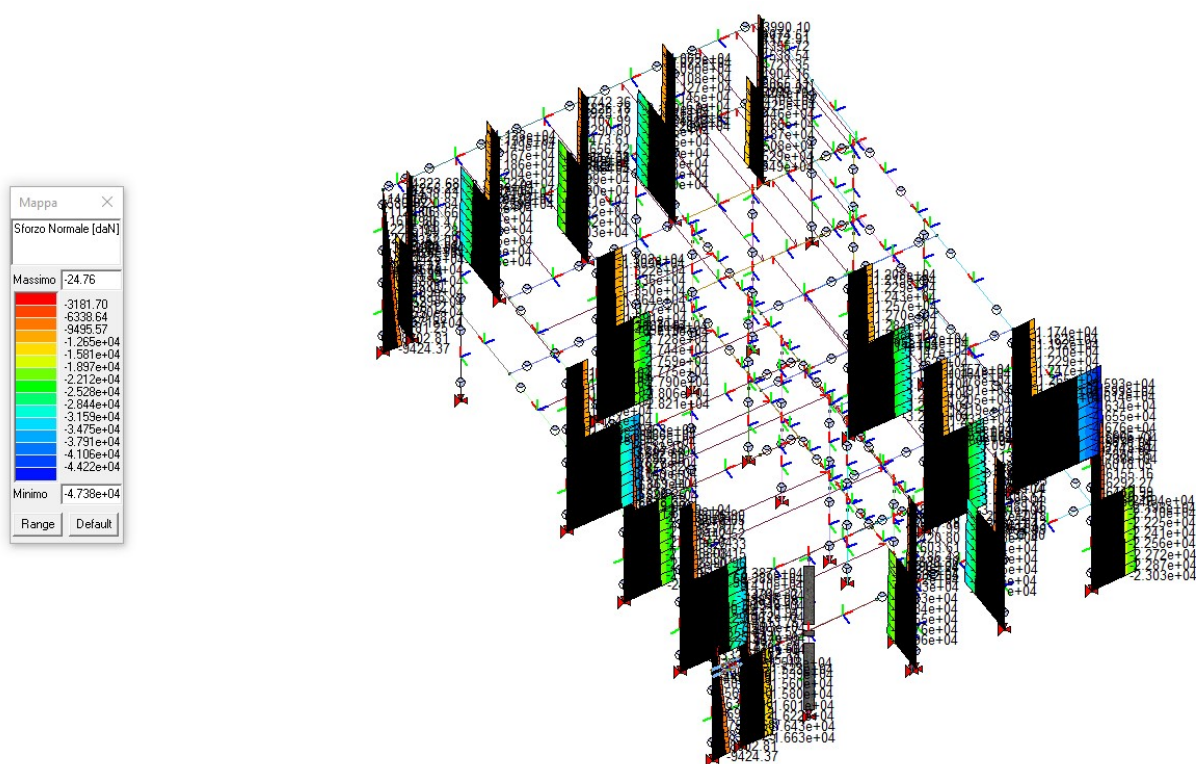


Figura 55 - Involuppo sforzo normale

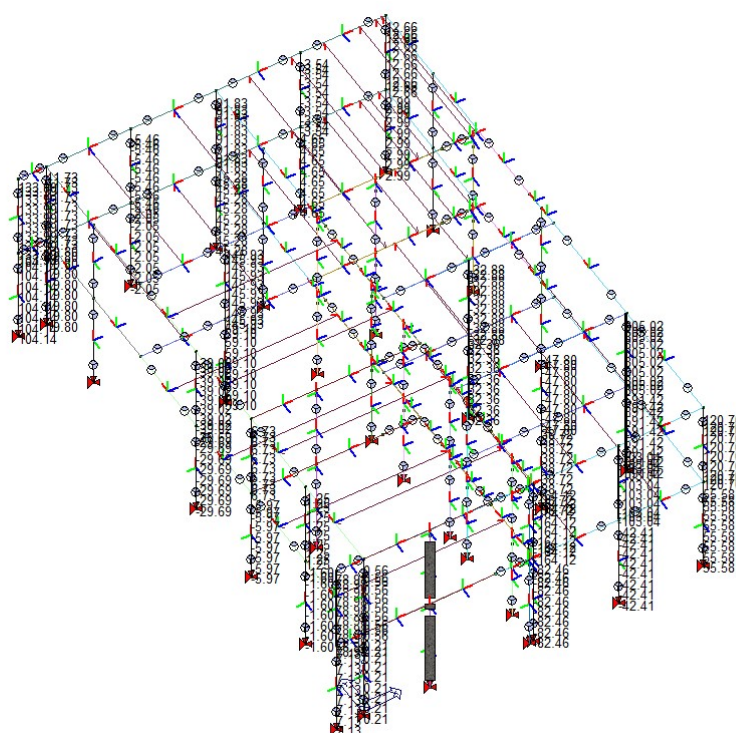


Figura 56 - Involuppo taglio



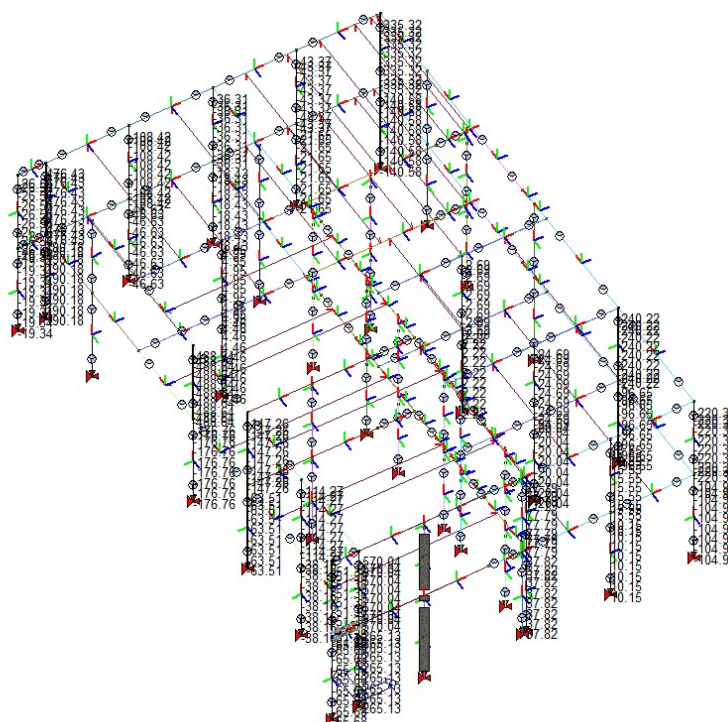
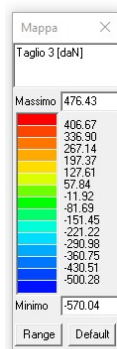


Figura 57 - Involuppo taglio

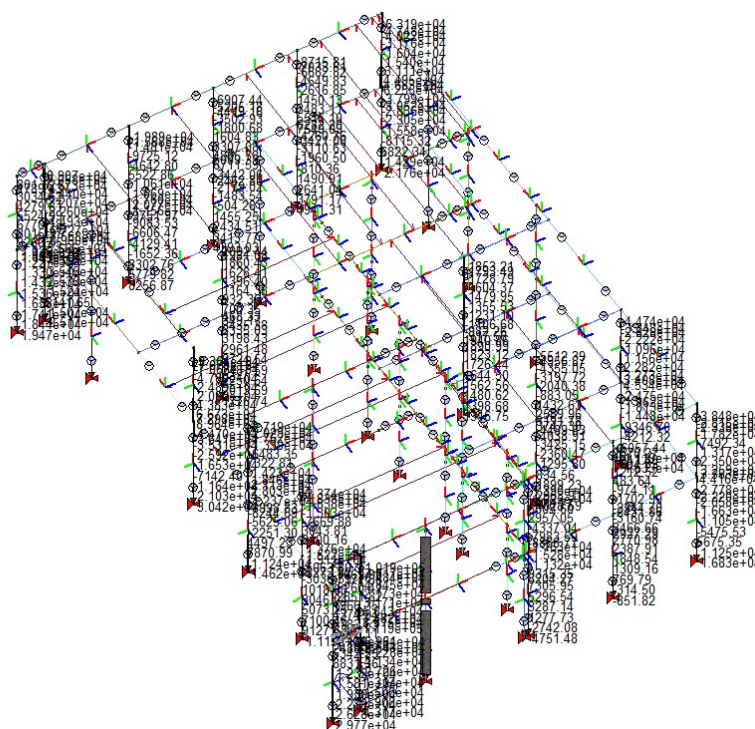
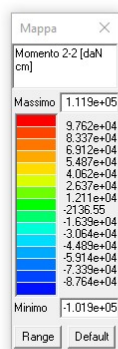


Figura 58 - Involuppo taglio

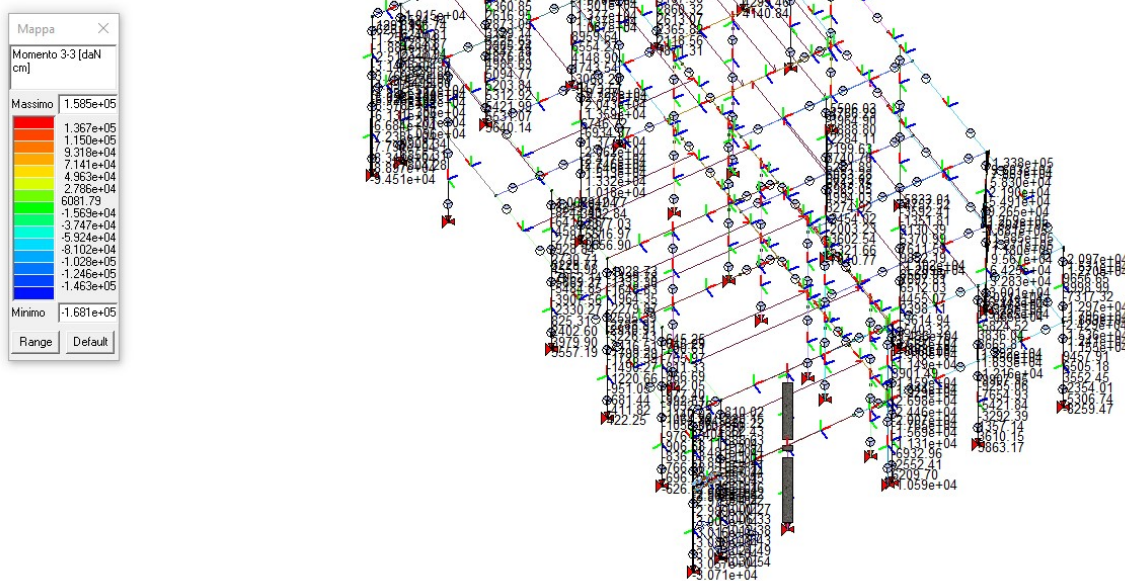


Figura 59 - Involuppo momento flettente

## INVILUPPO SOLLECITAZIONI SULLE TRAVI IN C.A.

Si riportano a seguire i valori di involuppo delle sollecitazioni sulle travi in c.a.

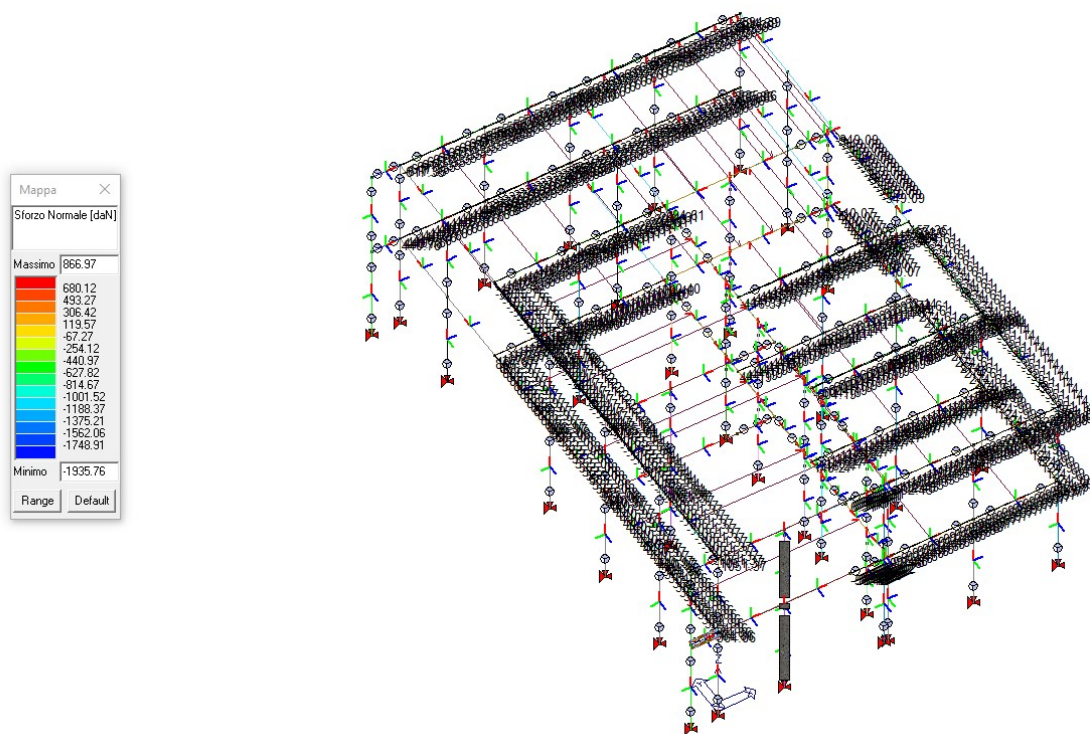


Figura 60 - Involuppo dello sforzo normale



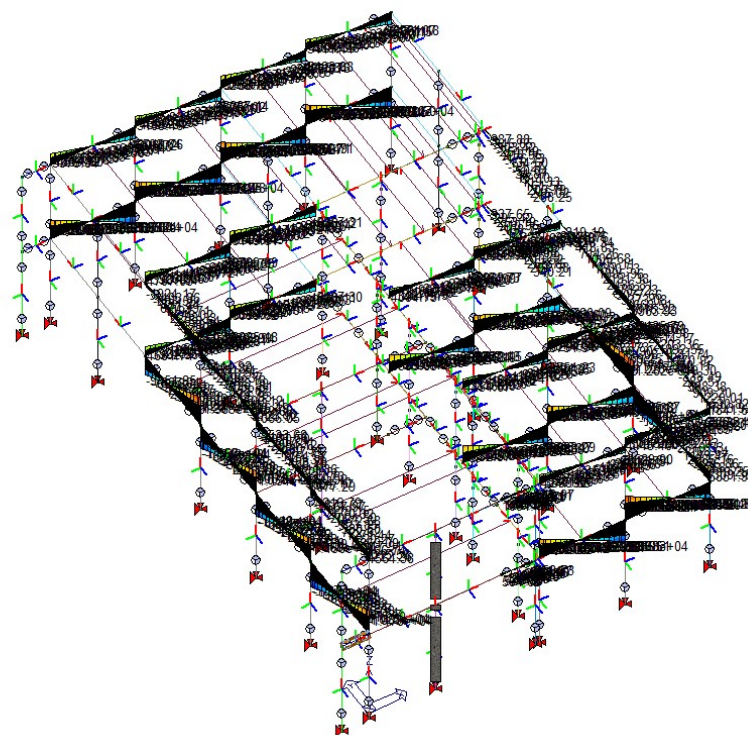
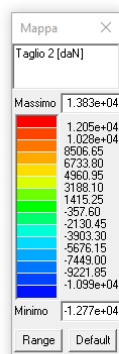


Figura 61 - Involuppo del taglio

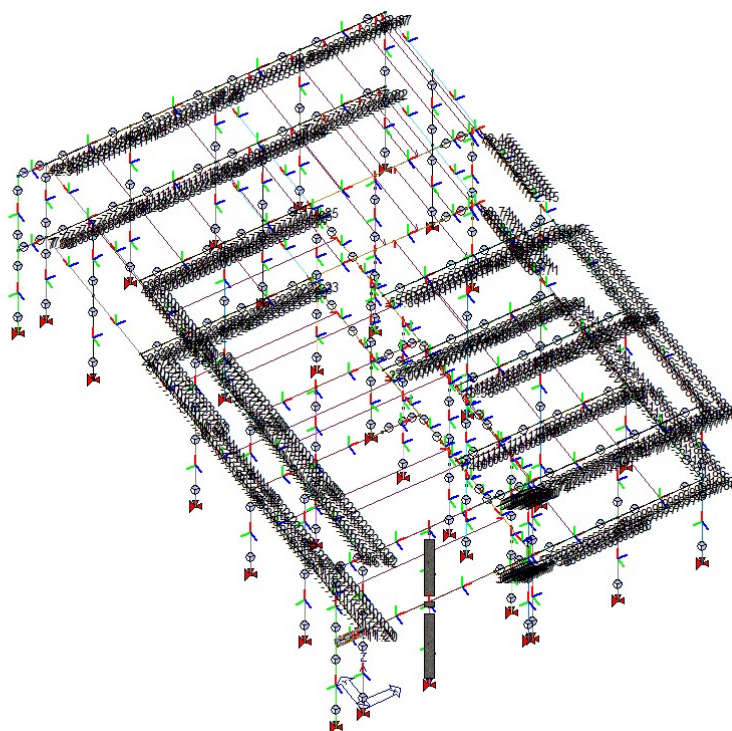
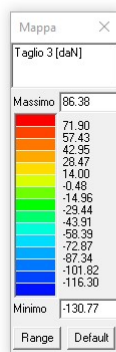


Figura 62 - Involuppo del taglio

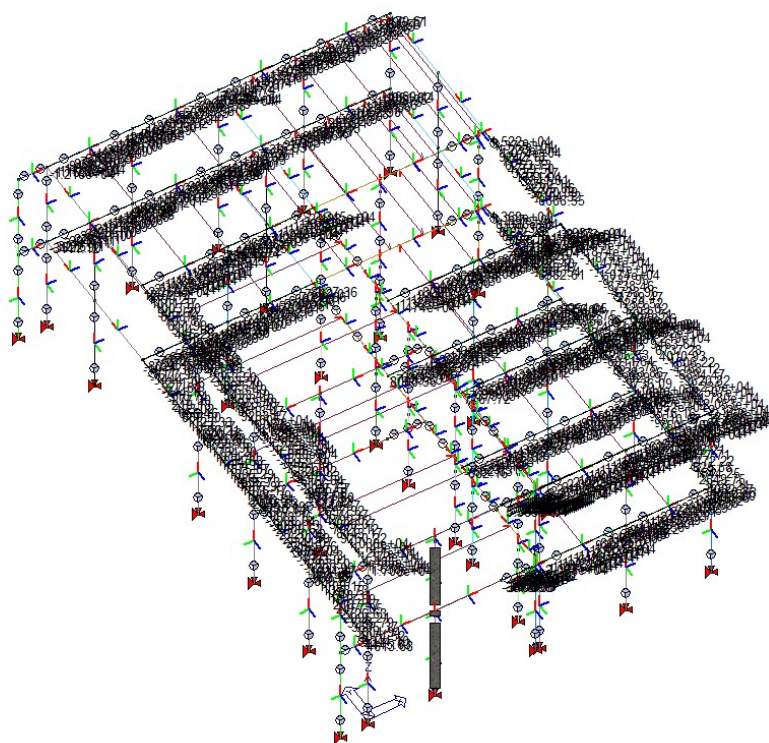
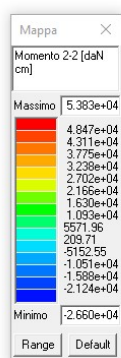


Figura 63 - Involuppo momento 22

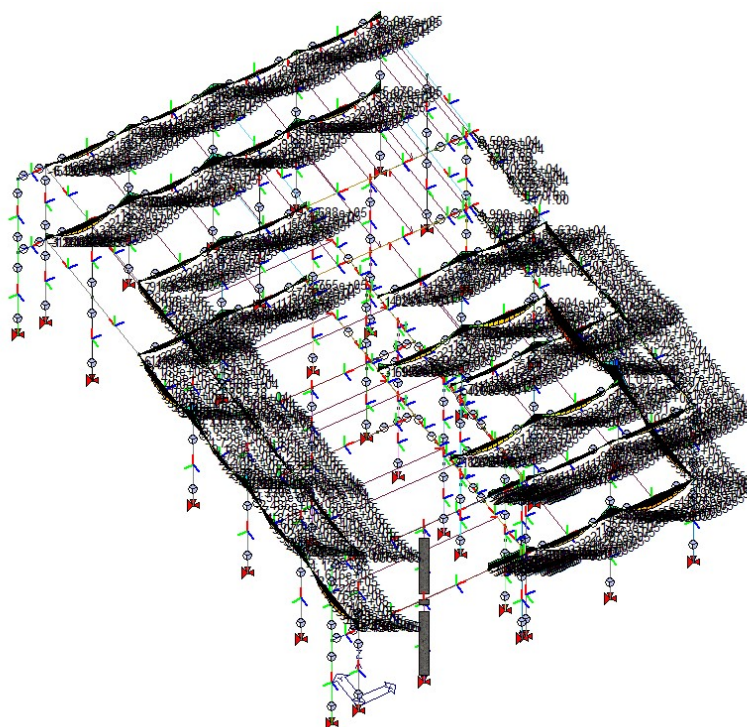
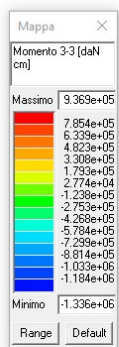


Figura 64 - Involuppo momento 33

VERIFICHE FRAGILI TRAVI

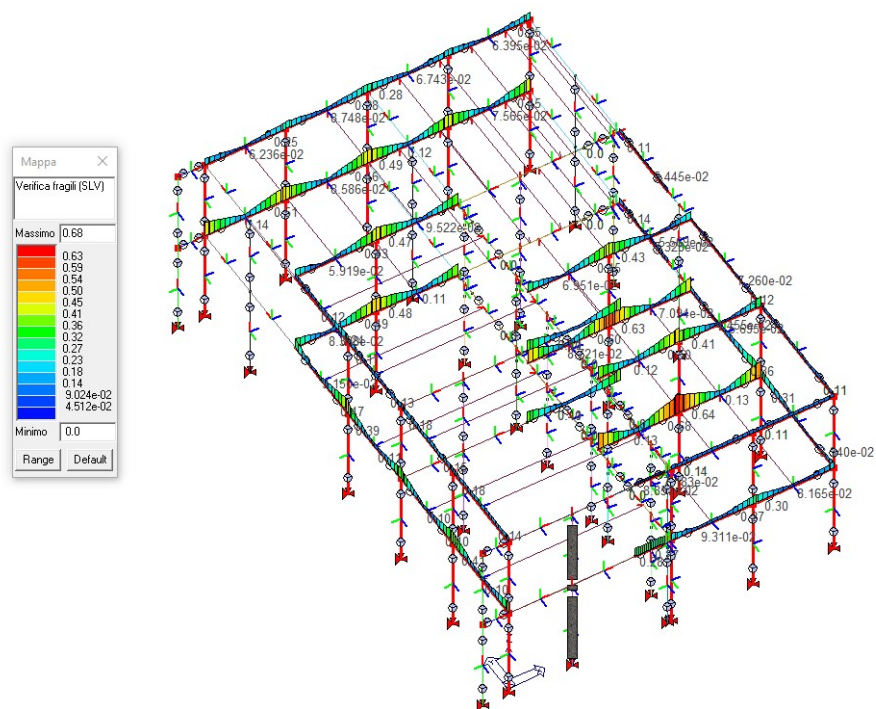


Figura 65 - Verifica a taglio travi

## VERIFICHE FRAGILI PILASTRI

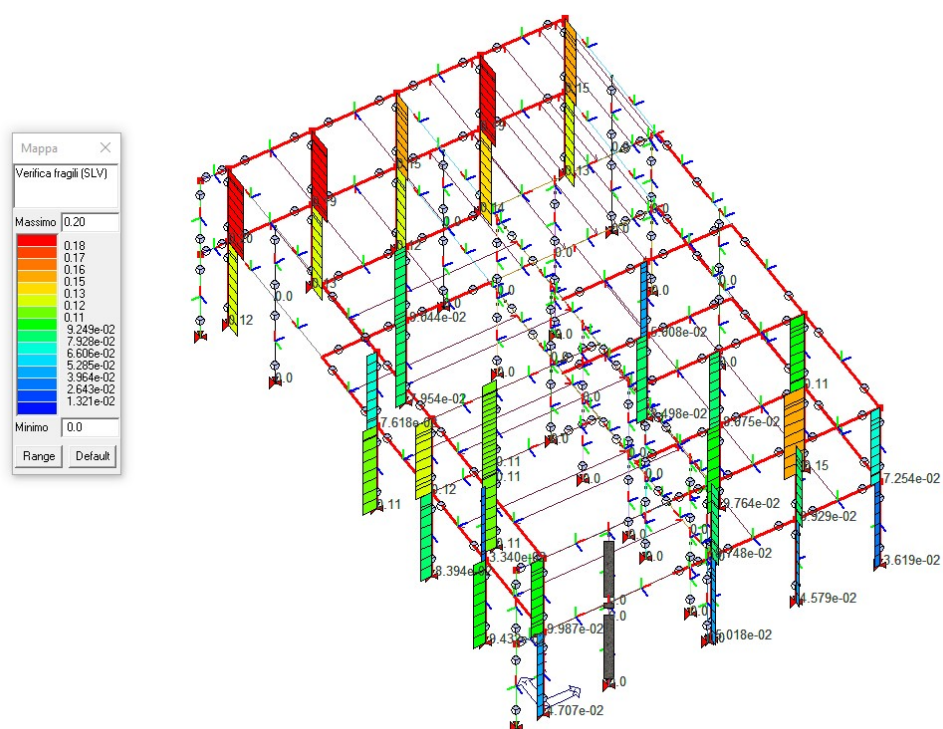


Figura 66 - Verifica a taglio del pilastro





<b>CDC</b>	<i>Indice del caso di carico sismico</i>
<b>Tipo</b>	<i>Stato limite di interesse (CO collasso, SL V salvaguardia della vita, SL D danno e SL O operatività)</i>
<b>Angolo ing.</b>	<i>Direzione di ingresso del sisma</i>
<b>Distribuzione F</b>	<i>Modalità di applicazione delle forze sismiche (proporzionale, modale, statica approssimata)</i>
<b>Nodo Dc</b>	<i>Nodo assunto come punto di controllo della curva forza spostamento.</i>
<b>Uso Dc</b>	<i>Modalità di calcolo dello spostamento del punto di controllo effettivo/mediato (valore medio del piano di appartenenza)</i>
<b>Modo/CDC</b>	<i>Forma modale adottata per il calcolo del fattore di partecipazione gamma e per l' eventuale distribuzione delle forze sismiche (se distribuzione = modale); ovvero caso di carico statico assunto come prima forma modale approssimata</i>
<b>Periodo</b>	<i>Periodo del modo adottato</i>
<b>M sismica x g</b>	<i>Massa effettiva</i>
<b>m*</b>	<i>Massa del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>
<b>m* % stat.</b>	<i>Percentuale di massa partecipante statica (m* / massa)</i>
<b>m* % din.</b>	<i>Percentuale di massa partecipante dinamica (fattore di partecipazione del modo adottato nella direzione del sisma)</i>
<b>Part. Gamma</b>	<i>Fattore di partecipazione (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>

La seconda tabella riassume per tutte le combinazioni analizzate le caratteristiche dell' oscillatore equivalente e la domanda in termini di spostamento assunta per la struttura:

<b>Cmb (LC)</b>	<i>Indice della combinazione di interesse con caso di carico considerato e verso (+/-)</i>
<b>Tipo</b>	<i>Stato limite di interesse (CO collasso, SL V salvaguardia della vita, SL D danno e SL O operatività)</i>
<b>D&lt;C</b>	<i>Controllo della condizione domanda inferiore a capacità (se <b>NO</b> d verif. è assunto pari a <b>d Ultimo</b> nella curva di capacità come riportato alla tabella successiva)</i>
<b>sup. Danno</b>	<i>Indica se elementi hanno superato lo spostamento interpiano di danno</i>
<b>sup. Rottura</b>	<i>Indica se elementi hanno superato lo spostamento interpiano ultimo</i>
<b>d verif.</b>	<i>Spostamento orizzontale effettivo del punto di controllo: prodotto di gamma e <b>d* max</b>; nel caso in cui D&gt;C si assume convenzionalmente <b>d verif.</b> pari alla capacità ultima <b>dU</b> (vedi tabella successiva)</i>
<b>PGA verif.</b>	<i>Accelerazione corrispondente allo spostamento d verif.</i>
<b>F verif.</b>	<i>Taglio alla base corrispondente allo spostamento d verif.</i>
<b>Se(T*)</b>	<i>Accelerazione (ordinata spettro elastico) corrispondente a T*</i>
<b>d* max</b>	<i>Risposta in spostamento del sistema equivalente per l' azione sismica (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>
<b>q*</b>	<i>Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento del sistema equivalente. (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>
<b>dy*</b>	<i>Spostamento limite elastico del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>
<b>Fy*</b>	<i>Resistenza del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>
<b>K*</b>	<i>Rigidezza del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>
<b>T*</b>	<i>Periodo del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)</i>

Per ogni combinazione analizzata, viene di seguito riportata la curva di capacità della struttura per mezzo dei punti significativi:

<b>Cmb (LC)</b>	<i>Indice della combinazione di interesse con caso di carico considerato e verso (+/-)</i>
<b>d D</b>	<i>Spostamento del punto di controllo in corrispondenza al superamento dello spostamento di interpiano (per la muratura se non attinto si assume <b>d M</b>)</i>

<b>d P1</b>	<i>Spostamento del punto di controllo in corrispondenza alla formazione della prima plasticità concentrata</i>
<b>d M</b>	<i>Spostamento del punto di controllo in corrispondenza al massimo taglio alla base</i>
<b>d U</b>	<i>Spostamento del punto di controllo in corrispondenza alla capacità ultima</i>
<b>d R</b>	<i>Spostamento del punto di controllo in corrispondenza al massimo spostamento dell'oscillatore equivalente</i>
<b>PGA</b>	<i>Accelerazione corrispondente agli spostamenti sopra riportati</i>
<b>F</b>	<i>Taglio alla base corrispondente agli spostamenti sopra riportati</i>

e in forma integrale:

<b>d Dc</b>	<i>Spostamento del punto di controllo</i>
<b>Tag. Fb</b>	<i>Taglio complessivo alla base relativo allo spostamento d Dc</i>

CDC	Tipo	Angolo ing.	Distribuzione F	Nodo Dc	Uso Dc	CDC	Periodo	M Sismica	xm*	m* % stat	m* % din	Part. Gamma
		gradi					sec	daN	daN			
2	SLV-DS	0.0	Proporz.	33	Mediato	6		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76
3	SLV-DS	0.0	Proporz.	33	Mediato	7		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76
4	SLV-DS	90.0	Proporz.	37	Mediato	8		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21
5	SLV-DS	90.0	Proporz.	37	Mediato	9		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21
6	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	33	Mediato	6		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76
7	SLV-DS	0.0	Stat. equiv.	33	Mediato	7		6.656e+05	2.986e+05	44.9		1.76
8	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	37	Mediato	8		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21
9	SLV-DS	90.0	Stat. equiv.	37	Mediato	9		6.656e+05	1.043e+05	15.7		2.21

Cmb (LC)	Tipo	D<C	sup. Danno	sup. Rottura	d verif.	PGA verif.	F verif.	Se(T*)	d* max	q*	d y*	F y*	K*	T*
					cm	g	daN	g	cm		cm	daN	daN/cm	sec
5 (-2)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.21	0.12	-1.208e+05	0.23	0.12	0.86	0.14	8.132e+04	5.761e+05	0.14
6 (2)	SLU-V	SI	SI	NO	0.27	0.12	1.335e+05	0.25	0.15	0.75	0.20	9.733e+04	4.787e+05	0.16
7 (-3)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.22	0.12	-1.185e+05	0.24	0.12	0.97	0.13	7.276e+04	5.702e+05	0.15
8 (3)	SLU-V	SI	NO	NO	0.21	0.12	1.195e+05	0.24	0.12	0.77	0.16	9.152e+04	5.697e+05	0.15
9 (-4)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.04	0.12	-4.293e+04	0.17	0.02	0.17	0.12	1.099e+05	9.271e+05	0.07
10 (4)	SLU-V	SI	NO	NO	0.06	0.13	5.491e+04	0.18	0.02	0.18	0.13	1.056e+05	8.081e+05	0.07
11 (-5)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.04	0.13	-4.293e+04	0.17	0.02	0.20	0.09	9.102e+04	9.727e+05	0.07
12 (5)	SLU-V	SI	NO	NO	0.05	0.13	4.426e+04	0.17	0.02	0.26	0.07	6.825e+04	9.720e+05	0.07
13 (-6)	SLU-V	SI	SI	NO	-0.43	0.12	-1.461e+05	0.27	0.24	0.72	0.34	1.128e+05	3.322e+05	0.19
14 (6)	SLU-V	SI	NO	NO	0.32	0.12	1.208e+05	0.25	0.18	1.06	0.15	6.961e+04	4.749e+05	0.16
15 (-7)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.32	0.12	-1.305e+05	0.25	0.18	0.79	0.23	9.657e+04	4.172e+05	0.17
16 (7)	SLU-V	SI	NO	NO	0.27	0.12	1.201e+05	0.24	0.15	0.91	0.17	8.002e+04	4.836e+05	0.16
17 (-8)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.05	0.12	-4.293e+04	0.18	0.02	0.21	0.11	8.979e+04	8.074e+05	0.07
18 (8)	SLU-V	SI	NO	NO	0.06	0.12	5.025e+04	0.18	0.03	0.19	0.14	9.881e+04	7.123e+05	0.08
19 (-9)	SLU-V	SI	NO	NO	-0.05	0.12	-4.293e+04	0.18	0.02	0.20	0.12	9.330e+04	8.025e+05	0.07
20 (9)	SLU-V	SI	NO	NO	0.07	0.13	5.558e+04	0.18	0.03	0.19	0.14	1.000e+05	6.967e+05	0.08

Cmb (LC)	d D	PGA D	Fb D	d P1	PGA P1	Fb P1	d M	PGA M	Fb M	d U	PGA U	Fb U	d R	PGA R	Fb R
	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN	cm	g	daN
5 (-2)	-0.39	0.16	-1.561e+05	-1.25e-03	7.10e-04	-665.6	-0.39	0.16	-1.561e+05	-0.39	0.16	-1.561e+05	-0.39	0.16	-1.561e+05
6 (2)	0.66	0.19	1.727e+05	1.03e-03	4.65e-04	665.6	0.86	0.21	1.959e+05	0.86	0.21	1.959e+05	0.86	0.21	1.959e+05
7 (-3)	-0.29	0.13	-1.371e+05	-1.27e-03	7.12e-04	-665.6	-0.29	0.13	-1.371e+05	-0.29	0.13	-1.371e+05	-0.29	0.13	-1.371e+05
8 (3)	0.48	0.18	1.634e+05	1.05e-03	5.89e-04	665.6	0.48	0.18	1.634e+05	0.48	0.18	1.634e+05	0.48	0.18	1.634e+05
9 (-4)	-0.71	0.85	-2.616e+05	-8.29e-04	2.33e-03	-665.6	-0.71	0.85	-2.616e+05	-0.71	0.85	-2.616e+05	-0.71	0.85	-2.616e+05
10 (4)	0.76	0.81	2.456e+05	5.27e-04	1.27e-03	665.6	0.76	0.81	2.456e+05	0.76	0.81	2.456e+05	0.76	0.81	2.456e+05
11 (-5)	-0.25	0.63	-2.153e+05	-8.29e-04	2.46e-03	-665.6	-0.25	0.63	-2.153e+05	-0.25	0.63	-2.153e+05	-0.25	0.63	-2.153e+05
12 (5)	0.17	0.46	1.518e+05	5.27e-04	1.56e-03	665.6	0.17	0.46	1.518e+05	0.17	0.46	1.518e+05	0.17	0.46	1.518e+05
13 (-6)	-1.08	0.21	-1.987e+05	-1.44e-03	4.11e-04	-665.6	-1.37	0.23	-2.107e+05	-1.37	0.23	-2.107e+05	-1.37	0.23	-2.107e+05
14 (6)	0.56	0.15	1.265e+05	1.22e-03	5.47e-04	665.6	0.56	0.15	1.265e+05	0.56	0.15	1.265e+05	0.56	0.15	1.265e+05

Cmb (LC)	d D	PGA D	Fb D	d P1	PGA P1	Fb P1	d M	PGA M	Fb M	d U	PGA U	Fb U	d R	PGA R	Fb R
15 (-7)	-0.94	0.20	-1.824e+05	-1.46e-03	5.55e-04	-665.6	-0.94	0.20	-1.824e+05	-0.94	0.20	-1.824e+05	-0.94	0.20	-1.824e+05
16 (7)	0.59	0.16	1.444e+05	1.24e-03	5.68e-04	665.6	0.59	0.16	1.444e+05	0.59	0.16	1.444e+05	0.59	0.16	1.444e+05
17 (-8)	-0.46	0.64	-2.128e+05	-9.33e-04	2.23e-03	-665.6	-0.46	0.64	-2.128e+05	-0.46	0.64	-2.128e+05	-0.46	0.64	-2.128e+05
18 (8)	0.74	0.73	2.290e+05	6.31e-04	1.31e-03	665.6	0.74	0.73	2.290e+05	0.74	0.73	2.290e+05	0.74	0.73	2.290e+05
19 (-9)	-0.46	0.66	-2.199e+05	-9.33e-04	2.22e-03	-665.6	-0.46	0.66	-2.199e+05	-0.46	0.66	-2.199e+05	-0.46	0.66	-2.199e+05
20 (9)	0.66	0.71	2.356e+05	6.31e-04	1.28e-03	665.6	0.66	0.71	2.356e+05	0.66	0.71	2.356e+05	0.66	0.71	2.356e+05

La verifica è soddisfatta con livello di sicurezza del 50%, si riporta la rappresentazione dello stato di danno per la combinazione meno favorevole.

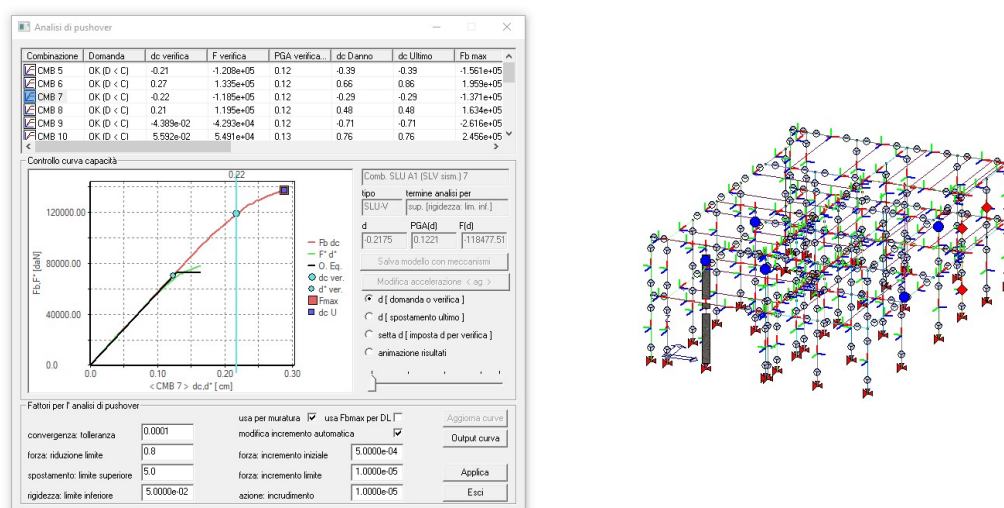


Figura 68 - Curva di capacità cmb.7

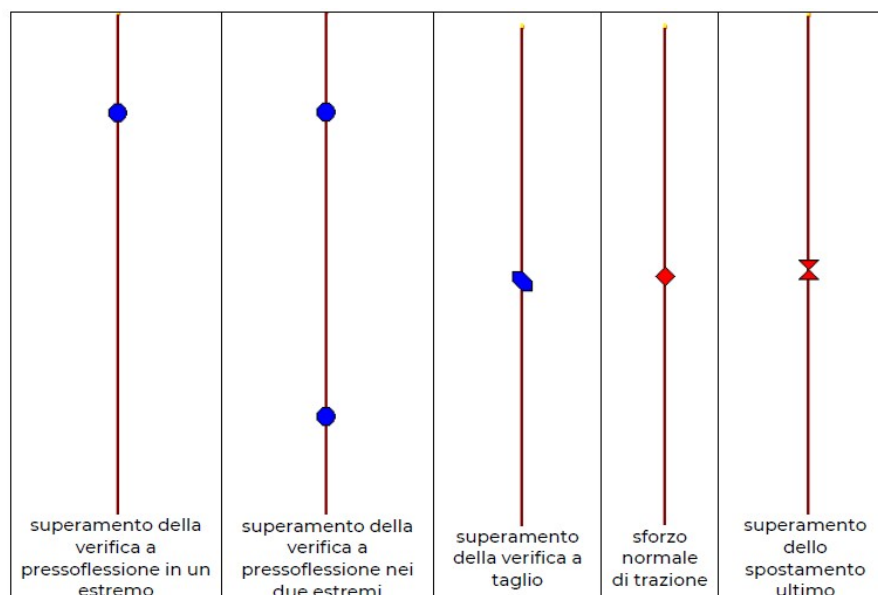


Figura 69 - didascalia danneggiamento pannelli murari

## 13.7. VALIDAZIONE DELLE ANALISI

Data la delicatezza delle analisi, si effettuano alcuni controlli di accettazione dei dati ottenuti.

### VALIDAZIONE PUNTO 1 – DISTRIBUZIONE TAGLI A SEGUITO DEGLI INTERVENTI SUL CORPO D1

Data la delicatezza dell'analisi statica non lineare, si riportano alcune valutazioni in merito al comportamento del fabbricato (corpo D1) pre e post- intervento alla luce dell'inserimento dei nuovi setti esterni, a parità di azione sismica di riferimento.

PRE INTERVENTO	POST INTERVENTO																																																																																
<p><b>Passo 1</b></p> <p>Classe d'uso</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="radio"/> I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica (edifici agricoli...)</li> <li><input type="radio"/> II edifici ordinari</li> <li><input checked="" type="radio"/> III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)</li> <li><input type="radio"/> IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)</li> </ul> <p>Pericolosità e zonazione</p> <p>pericolosità sismica</p> <p>agS per SLV: 0.158</p> <p>Modalità di progettazione semplificata per agS &lt; 0.075 <input type="checkbox"/></p> <p>Strutture esistenti</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="radio"/> LC1: conoscenza limitata</li> <li><input type="radio"/> LC2: conoscenza adeguata</li> <li><input type="radio"/> LC3: conoscenza accurata</li> </ul> <p>Fattore di confidenza FC: 1.35</p> <p>Osservazioni:</p> <p>&lt; Indietro Avanti &gt; Annulla Aggiorna</p>	<p><b>Passo 1</b></p> <p>Classe d'uso</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="radio"/> I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica (edifici agricoli...)</li> <li><input type="radio"/> II edifici ordinari</li> <li><input checked="" type="radio"/> III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)</li> <li><input type="radio"/> IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)</li> </ul> <p>Pericolosità e zonazione</p> <p>pericolosità sismica</p> <p>agS per SLV: 0.158</p> <p>Modalità di progettazione semplificata per agS &lt; 0.075 <input type="checkbox"/></p> <p>Strutture esistenti</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="radio"/> LC1: conoscenza limitata</li> <li><input type="radio"/> LC2: conoscenza adeguata</li> <li><input type="radio"/> LC3: conoscenza accurata</li> </ul> <p>Fattore di confidenza FC: 1.35</p> <p>Osservazioni:</p> <p>&lt; Indietro Avanti &gt; Annulla Aggiorna</p>																																																																																
<p><b>Passo 3</b></p> <p>Parametri e fattori spettrali</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>S.L.</th> <th>ag</th> <th>S</th> <th>Fo</th> <th>Fv</th> <th>TB</th> <th>TC</th> <th>TD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLO</td> <td>0.053</td> <td>1.000</td> <td>2.499</td> <td>0.777</td> <td>0.223</td> <td>0.668</td> <td>1.812</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>0.065</td> <td>1.000</td> <td>2.498</td> <td>0.856</td> <td>0.237</td> <td>0.712</td> <td>1.858</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>0.158</td> <td>1.000</td> <td>2.547</td> <td>1.367</td> <td>0.242</td> <td>0.725</td> <td>2.232</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>0.203</td> <td>1.000</td> <td>2.545</td> <td>1.546</td> <td>0.247</td> <td>0.741</td> <td>2.410</td> </tr> </tbody> </table> <p>Verifiche</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="radio"/> q=1 per ND</li> <li><input type="radio"/> q &gt;= 1</li> </ul> <p>Regolarità</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> in pianta</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> in altezza</li> </ul> <p>Edifici isolati</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 2.0 T is</li> <li><input type="checkbox"/> 10.0 s esi</li> </ul> <p>Info...</p> <p>&lt; Indietro Avanti &gt; Annulla Aggiorna</p>	S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD	SLO	0.053	1.000	2.499	0.777	0.223	0.668	1.812	SLD	0.065	1.000	2.498	0.856	0.237	0.712	1.858	SLV	0.158	1.000	2.547	1.367	0.242	0.725	2.232	SLC	0.203	1.000	2.545	1.546	0.247	0.741	2.410	<p><b>Passo 3</b></p> <p>Parametri e fattori spettrali</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>S.L.</th> <th>ag</th> <th>S</th> <th>Fo</th> <th>Fv</th> <th>TB</th> <th>TC</th> <th>TD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLO</td> <td>0.053</td> <td>1.000</td> <td>2.499</td> <td>0.777</td> <td>0.223</td> <td>0.668</td> <td>1.812</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>0.065</td> <td>1.000</td> <td>2.498</td> <td>0.856</td> <td>0.237</td> <td>0.712</td> <td>1.858</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>0.158</td> <td>1.000</td> <td>2.547</td> <td>1.367</td> <td>0.242</td> <td>0.725</td> <td>2.232</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>0.203</td> <td>1.000</td> <td>2.545</td> <td>1.546</td> <td>0.247</td> <td>0.741</td> <td>2.410</td> </tr> </tbody> </table> <p>Verifiche</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="radio"/> q=1 per ND</li> <li><input type="radio"/> q &gt;= 1</li> </ul> <p>Regolarità</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input checked="" type="checkbox"/> in pianta</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> in altezza</li> </ul> <p>Edifici isolati</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="checkbox"/> 2.0 T is</li> <li><input type="checkbox"/> 10.0 s esi</li> </ul> <p>Info...</p> <p>&lt; Indietro Avanti &gt; Annulla Aggiorna</p>	S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD	SLO	0.053	1.000	2.499	0.777	0.223	0.668	1.812	SLD	0.065	1.000	2.498	0.856	0.237	0.712	1.858	SLV	0.158	1.000	2.547	1.367	0.242	0.725	2.232	SLC	0.203	1.000	2.545	1.546	0.247	0.741	2.410
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD																																																																										
SLO	0.053	1.000	2.499	0.777	0.223	0.668	1.812																																																																										
SLD	0.065	1.000	2.498	0.856	0.237	0.712	1.858																																																																										
SLV	0.158	1.000	2.547	1.367	0.242	0.725	2.232																																																																										
SLC	0.203	1.000	2.545	1.546	0.247	0.741	2.410																																																																										
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD																																																																										
SLO	0.053	1.000	2.499	0.777	0.223	0.668	1.812																																																																										
SLD	0.065	1.000	2.498	0.856	0.237	0.712	1.858																																																																										
SLV	0.158	1.000	2.547	1.367	0.242	0.725	2.232																																																																										
SLC	0.203	1.000	2.545	1.546	0.247	0.741	2.410																																																																										

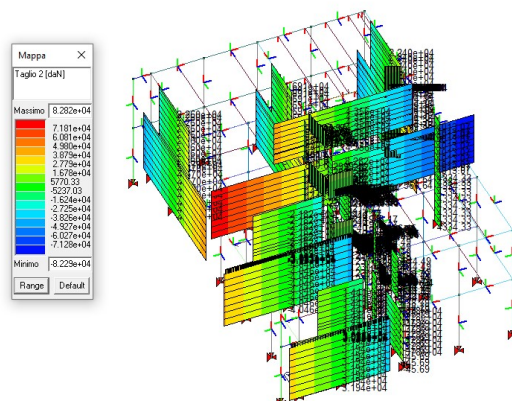


Figura 70 - Taglio sui setti in muratura post intervento



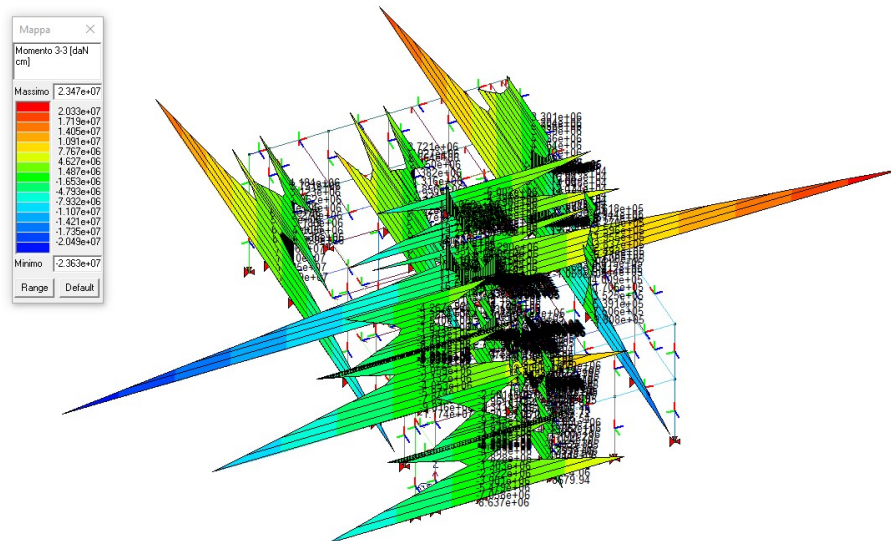


Figura 71 - Momento setti in muratura post- intervento

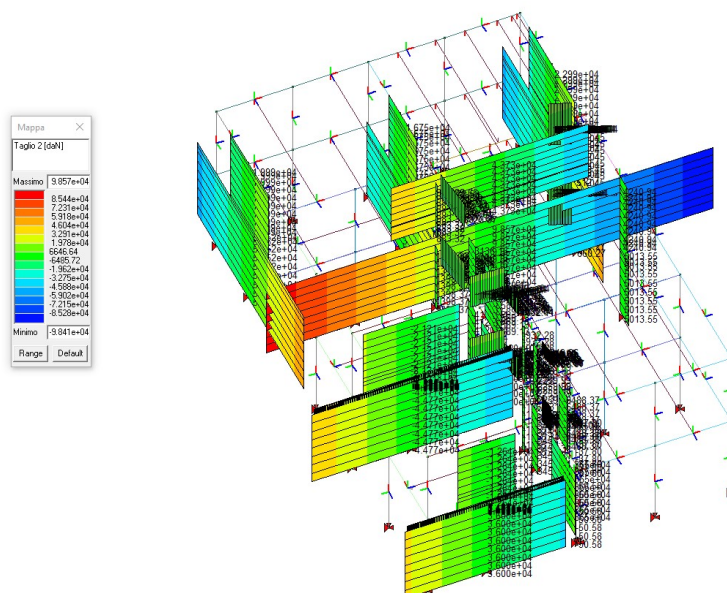


Figura 72 - Taglio sui setti in muratura pre-intervento

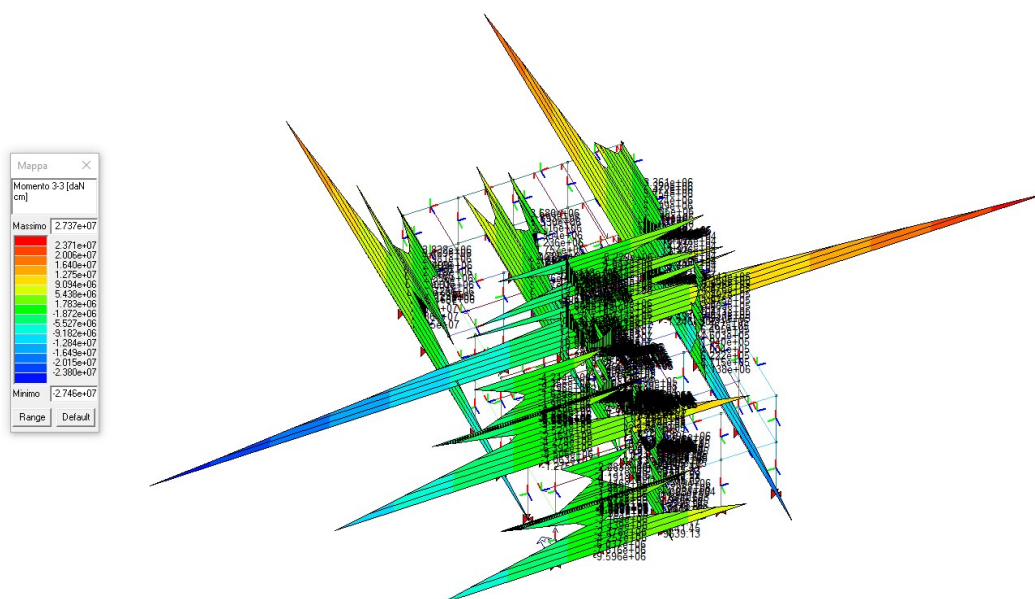


Figura 73 - Momento sui setti in muratura pre-intervento

L'obiettivo dell'intervento è la riduzione delle sollecitazioni sui setti in muratura attraverso l'inserimento di nuovi elementi resistenti.

Come evidente dall'involuppo riportato, la riduzione dell'azione tagliente è pari a circa il 16% del valore pre intervento.

## VALIDAZIONE PUNTO 2 - MASSE

### CORPO D1

Si riporta a seguire la massa adottata dal software di calcolo:

Quota	Forza Sismica	Tot. parziale	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-XE	agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	daN	daN	m	m	m	m	m	m			
7.50	2.810e+05	2.810e+05	1.851e+05	6.99	11.51	0.0	-1.04	6.69	7.35	0.982	0.017	0.567
7.20	9197.56	2.902e+05	6311.25	2.82	0.0	0.0	0.0	2.82	0.0	0.047	0.0	0.0
6.88	2353.67	2.925e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
6.85	2.604e+04	3.186e+05	1.878e+04	7.75	9.51	0.0	-0.67	6.73	14.65	0.177	0.789	6.807
6.25	2139.70	3.207e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
5.63	1925.73	3.226e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
5.00	1711.76	3.243e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
4.38	1497.79	3.258e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
3.75	2.931e+05	6.189e+05	3.862e+05	6.60	10.87	0.0	-1.04	6.69	7.35	0.982	0.005	0.479
3.45	4407.17	6.233e+05	6311.25	2.82	0.0	0.0	0.0	2.82	0.0	0.047	0.0	0.0
3.13	1069.85	6.244e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
3.10	1.178e+04	6.362e+05	1.878e+04	7.75	9.51	0.0	-0.67	6.73	14.65	0.177	0.789	6.807
2.50	855.88	6.371e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
1.88	641.91	6.377e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
1.25	427.94	6.381e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
0.63	213.97	6.383e+05	1691.41	-0.86	9.29	0.0	-1.04	-0.82	10.40	1.725	4.2557e-04	0.106
<b>Risulta</b>	<b>6.383e+05</b>		<b>6.383e+05</b>									

La massa viene stimata manualmente sulla base dei carichi riportati nelle analisi:

Corpo A		Massa solai	Massa setti in muratura	Massa pilastri	Massa travi	Massa tamponamenti	Setti in c.a. nuovi	Totale
		daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN
316	mq	287560	189499.5	27000	11000	103275	14250	<b>632584.5</b>

I due valori sono perfettamente congruenti.

## CORPO D2

Si riporta a seguire la massa adottata dal software di calcolo:

Quota	Forza Sismica	Tot. parziale	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	daN	daN	m	m	m	m	m	m			
7.50	1.714e+05	1.714e+05	1.714e+05	25.29	13.62	1.01	0.0	28.05	13.92	0.396	0.459	0.091
7.30	3528.00	1.749e+05	3528.00	30.97	0.0	0.17	0.0	30.97	0.0	0.213	0.0	0.0
6.85	2.706e+04	2.020e+05	2.706e+04	24.35	12.11	0.86	0.0	28.04	14.68	0.103	3.342	4.106
4.75	1.559e+04	2.176e+05	1.559e+04	29.08	3.48	0.20	0.0	28.11	0.14	0.130	2.204	3.186
3.75	3.600e+05	5.776e+05	3.600e+05	24.90	14.33	1.01	0.0	28.05	13.92	0.396	0.524	0.123
3.55	3528.00	5.812e+05	3528.00	30.97	0.0	0.17	0.0	30.97	0.0	0.213	0.0	0.0
3.10	2.706e+04	6.082e+05	2.706e+04	24.35	12.11	0.86	0.0	28.04	14.68	0.103	3.342	4.106
1.00	1.559e+04	6.238e+05	1.559e+04	29.08	3.48	0.20	0.0	28.11	0.14	0.130	2.204	3.186
<b>Risulta</b>	<b>6.238e+05</b>		6.238e+05									

La massa viene stimata manualmente sulla base dei carichi riportati nelle analisi:

Corpo B		Massa solai	Massa setti in muratura	Massa pilastri	Massa travi	Massa tamponamenti	Totale
		daN	daN	daN	daN	daN	daN
280	mq	254800	267300	20250	9750	78975	<b>631075</b>

I due valori sono perfettamente congruenti.

La massa complessiva dei due fabbricati è 1.263.659,5 daN, del tutto congruente con la massa del fabbricato allo stato di fatto (ovvero del corpo unito) e pari 1.221.000,00 daN.

Anche questa validazione è superata.

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
7.50	3.294e+05	16.36	12.10	-1.68	0.0	22.36	11.38	0.683	0.389	0.093
7.30	3528.00	30.97	0.0	-0.17	0.0	30.97	0.0	0.213	0.0	0.0
7.20	6311.25	2.82	0.0	-0.20	0.0	2.82	0.0	0.047	0.0	0.0
6.85	4.584e+04	17.55	11.05	-1.33	0.0	22.40	14.67	0.631	0.512	0.670
4.75	1.559e+04	29.08	3.48	-0.20	0.0	28.11	0.14	0.130	2.204	3.186
3.75	7.407e+05	15.53	12.45	-1.68	0.0	22.36	11.38	0.683	0.443	0.138
3.55	3528.00	30.97	0.0	-0.17	0.0	30.97	0.0	0.213	0.0	0.0
3.45	7136.25	2.82	0.0	-0.20	0.0	2.82	0.0	0.047	0.0	0.0
3.10	5.081e+04	17.36	11.16	-1.33	0.0	22.40	14.67	0.631	0.532	0.650
1.00	1.788e+04	29.08	3.42	-0.20	0.0	28.11	0.14	0.130	2.207	3.137
<b>Risulta</b>	<b>1.221e+06</b>									

## VALIDAZIONE PUNTO 3 – CAPACITA' DEGLI ELEMENTI IN C.A.

Si effettua un controllo sulla corretta assunzione delle caratteristiche di resistenza degli elementi in c.a., raffrontando il valore calcolato automaticamente dal software con una verifica manuale attraverso il programma VcaSLu.

Si evidenzia come i parametri adottati non siano ridotti per il coefficiente parziale del materiale come previsto dalla Circolare.

Lo sforzo normale di riferimento è pari a 34 KN in sommità e 65 KN alla base.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 7844\_PIL\_INTEGRATIVO

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

**TITOLO :** 7844 PILASTRI ESTERNI NUOVI

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	120	0
3	120	30
4	0	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	3.14	60	26
9	3.14	88	26
10	3.14	116	26
11	3.14	4	15
12	3.14	116	15

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>Ed</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**Materiali**  
B450C C30/37  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  450 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  25.5 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  2.25 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$

☐ Precompresso

**Edita proprietà D2**

**Generalità**  
 Elemento tipo ☒ Trave non lineare  
 Sezione [36] PILASTRO INTEGRATIVO  
 Rotazione 0.0 [gradi]  
 Materiale [4] Calcestruzzo Classe C32/40  
 Criterio di progetto [1] Criterio di progetto DM08  
☐ Interventi di rinforzo  
 Filo fisso - pianta elemento in asse  
 Filo fisso - sezione elemento in asse  
 Layer [1] Layer 0  
 Pretensione 0.0 [daN/ m²]

**Travi TTRC**  
☐ Usa tecnologia TTRC

**Caratteristiche limite**  
☒ Tratto iniziale  
☒ Aggiornamento consentito  
 M3 negativo 9535398.728 [daN cm]  
 M3 positivo 9535398.728 [daN cm]  
 M2 2161520.4 [daN cm]  
 V2 0.0 [daN]  
 V3 0.0 [daN]  
☒ Tratto finale  
☒ Aggiornamento consentito  
 M3 negativo 9361283.852 [daN cm]  
 M3 positivo 9361283.852 [daN cm]  
 M2 2125029.538 [daN cm]  
 V2 0.0 [daN]  
 V3 0.0 [daN]  
☒ Aggiornamento automatico

**Schema armatura**

### 13.8. NOTE IN MERITO AI CINEMATISMI FUORI DAL PIANO

Sulla base del progetto esecutivo, come confermato anche dai saggi, tutte le pareti in muratura presentano cordoli in c.a. che ne contrastano il ribaltamento.

L'unico meccanismo possibile, ovvero quello di espulsione, non è rilevante alla luce della modesta sismicità dell'area, tenuto conto che lo spessore del paramento è di 30 cm e la luce libera di 350 cm.



## 14.DIMENSIONAMENTO DEI NUOVI PILASTRI 30X120 ESTERNI

Si riporta a seguire la verifica dei pilastri esterni 120x30, armati con 14 diam.20 verticali e staffe diam.10 mm/15 cm.

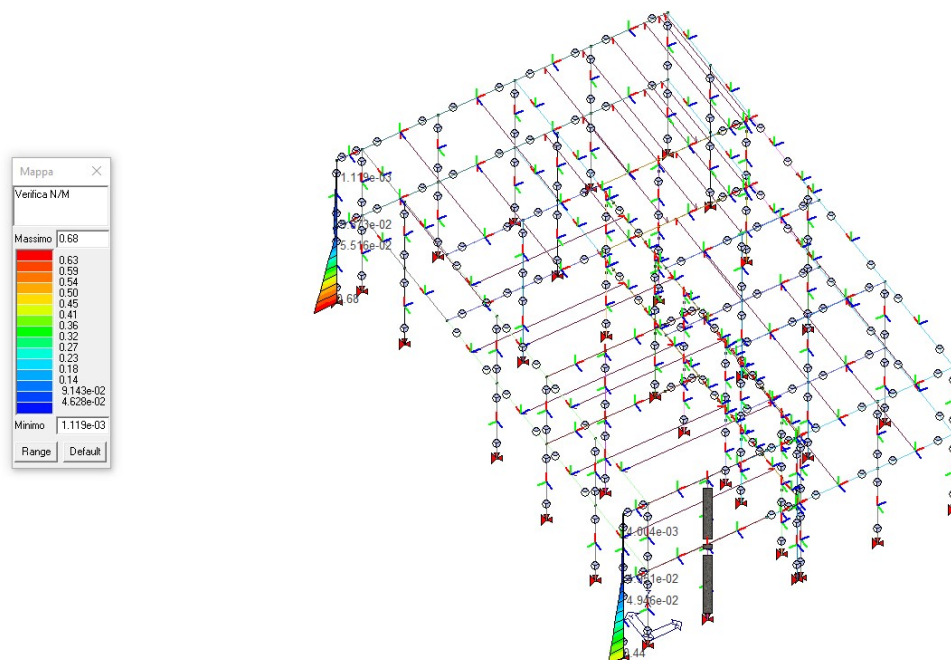


Figura 74 - Verifica N/M a pressoflessione

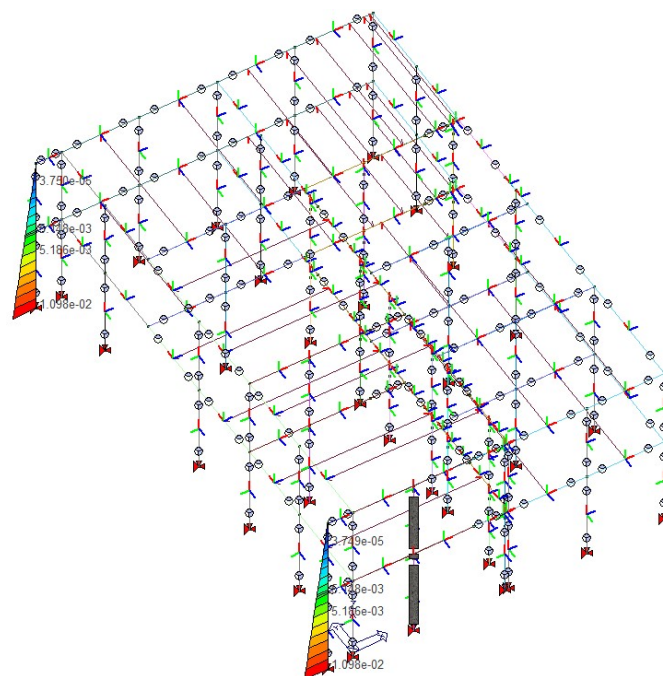


Figura 75 - Verifica N



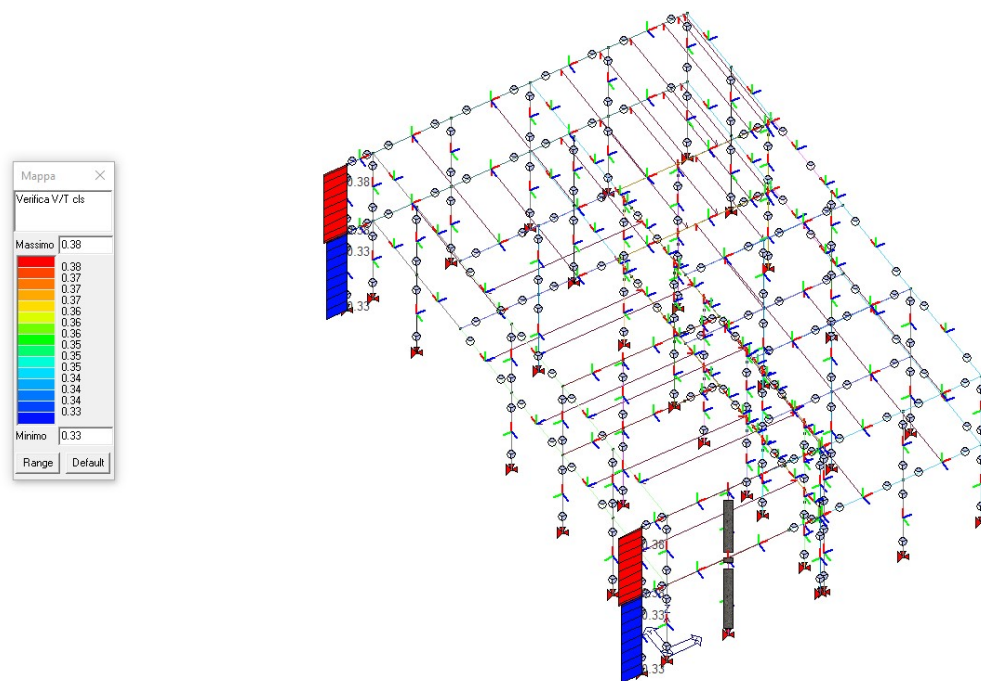


Figura 76 - Verifica a taglio lato cls.

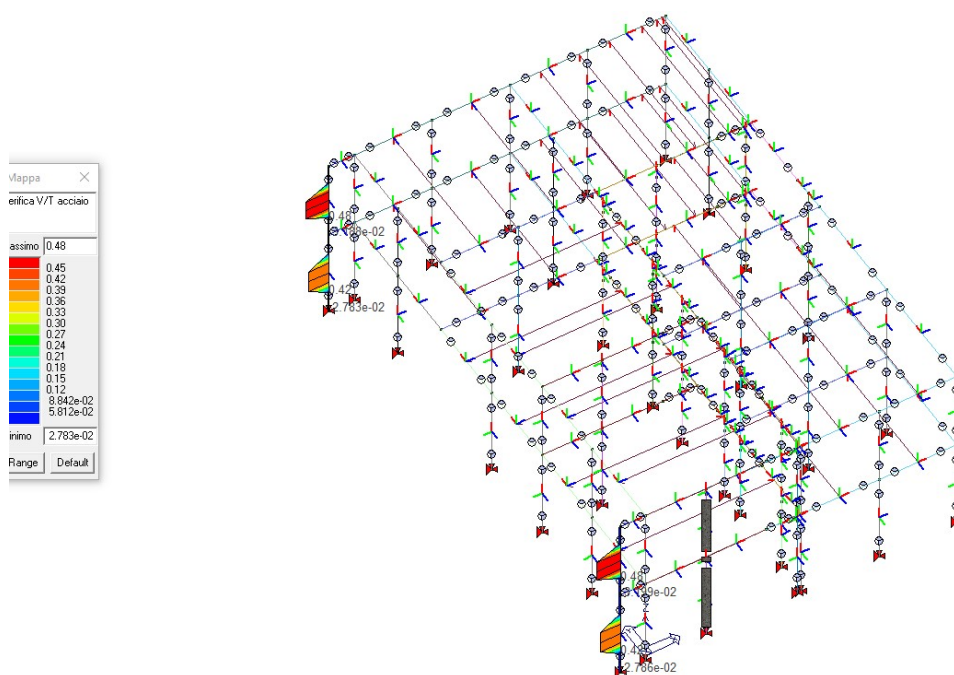


Figura 77 - Verifica a taglio lato acciaio

La verifica risulta ampiamente soddisfatta

## 15.DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI GIUNTI

Si riporta a seguire il dimensionamento del giunto tra i due fabbricati e la verifica del giunto esistente tra il fabbricato D ed il C, non oggetto di intervento.

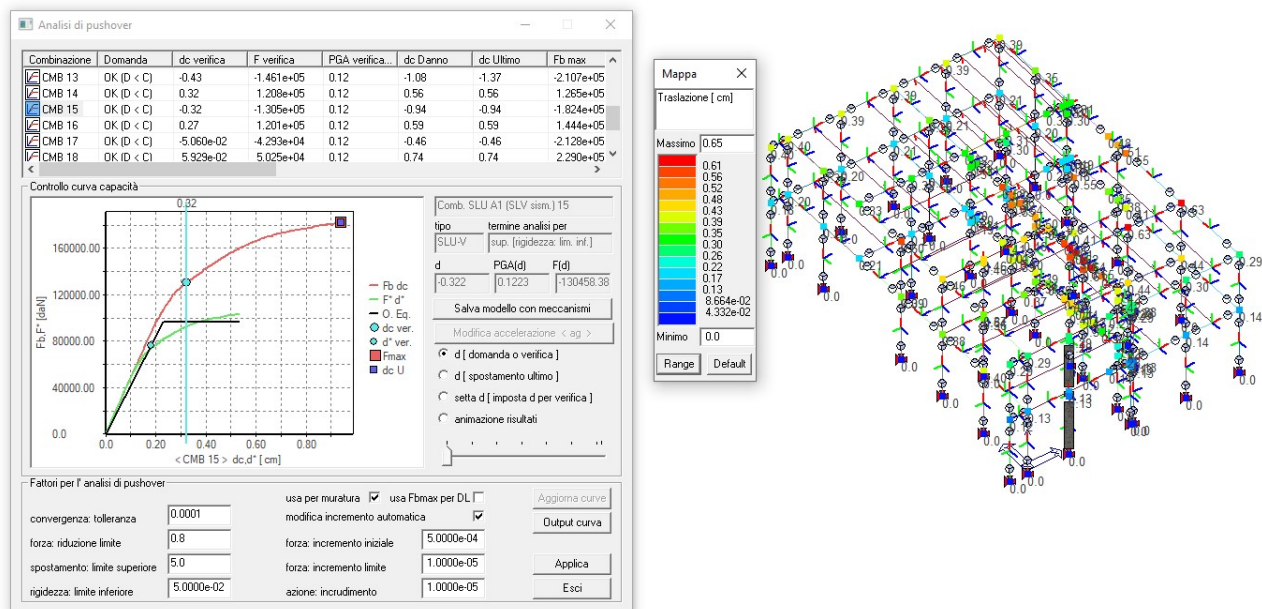


Figura 78 - Massima traslazione corpo D1

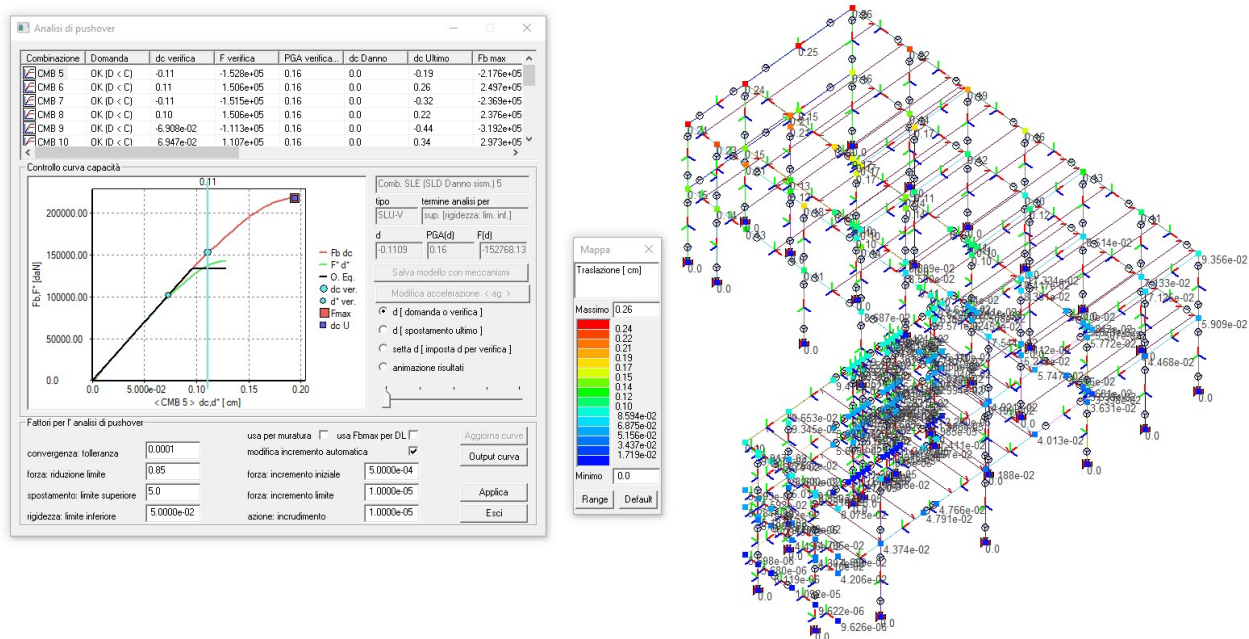


Figura 79 - Massima traslazione corpo D2

La presenza di ampi setti in muratura rende le due strutture estremamente rigide, per cui la somma degli spostamenti previsti è pari a 0,91 cm del tutto compatibili con i 4 centimetri garantiti.

Viene, inoltre, rispettata la distanza minima di cui al punto 7.2.1. per cui “la distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per  $2agS/g$ , che nel caso in esame, adottando cautelativamente i paramtri corrispondenti ad un terreno di categoria D, vale:

dimensione giunto minima per sisma 80%:  $0,8 \times (2 \times 8.00 \times 0.213) = 2.72 \text{ cm}$

Tale dimensione è compatibile anche con il giunto esistente rispetto al corpo D, misurato in 2,5/3 cm. E' previsto comunque un intervento di “pulizia” con eventuale allargamento dell’intercapedine, interposizione di materiale compressibile se quello presente risultasse eccessivamente rigido, o formazione del giunto in corrispondenza di elementi architettonici (es.cornici) non adeguatamente costruiti.

## 16.DIMENSIONAMENTO DEI NUOVI PALI PRESSOINFISSI

Si ritiene opportuno effettuare alcune considerazioni sul tipo di palo previsto. Si tratta infatti di pali in acciaio PRESSOINFISSI, ovvero che sfruttano la massa del fabbricato come contrasto o stabilizzazione.

Durante l’infissione, che avviene con martinetto oleodinamico, si ha un controllo costante delle pressioni di infissione ed un valore strumentale dell’effettiva portata del palo, con una sostanziale “prova di carico” sull’elemento.

Su tali basi, si è ritenuto possibile utilizzare i parametri derivanti da una serie di pali della medesima tipologia, diametro e lunghezza introdotti in un intervento analogo eseguito presso la scuola Zappata di Comacchio nel 2007, come si trattasse di “pali pilota”.

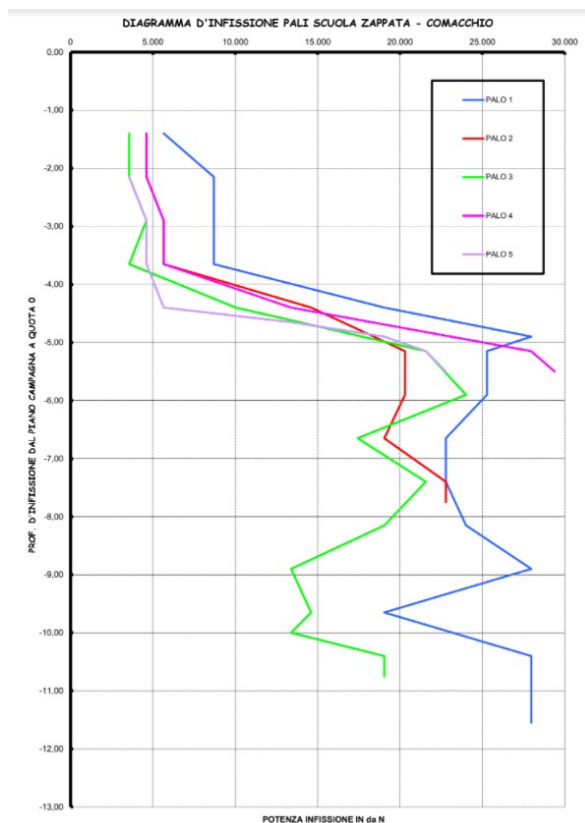


Figura 80 - Diagrammi di infissione Scuola Zappata

Sono state effettuate anche le analisi teoriche della portata sulla base delle due verticali di indagine adiacenti all'area di intervento, come validazione del dato al fine di escludere eccessive discrepanze tra il dato teorico atteso e quello strumentale.

#### Verifica geotecnica del palo sulla base delle verticali di indagine

La verifica per carico limite verticale dell'insieme fondazione-terreno è effettuata secondo l'approccio 2 (A1 + M1 + R3).

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati, sono quelli indicati nel §6.4.3.1.1 NTC18 per le resistenze dei pali soggetti a carichi assiali, e quelli indicati nel §6.4.3.1.1 NTC18 per le resistenze dei pali soggetti a carichi trasversali.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza per pali **infissi** e dei fattori di correlazione adottati per il presente progetto sono i seguenti:

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\xi_3 = 1,65 \text{ (2 indagini eseguite)}$$

$$\xi_4 = 1,55 \text{ (2 indagini eseguite)}$$

CPT1 STRATIGRAFIA GEOTECNICA SEMPLIFICATA falda -1,60m dal p.c.							
strato (m dal p.c.)	Rp media (kg/cm <sup>2</sup> )	Rp min. (kg/cm <sup>2</sup> )	γ (t/m <sup>3</sup> )	Cu media (kg/cm <sup>2</sup> )	Mo (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr. %	φ <sub>my</sub>
0.2 - 2.2	40	12	1.88	0.32	108	53.3	22°
2.2 - 5.2	3.8	3	1.63	0.19	16.5	--	--
5.2 - 8.2	53.7	24	1.93	0.74	87.5	--	--
8.2 - 8.6	17.5	17	1.94	0.74	87.5	--	--
8.6 - 12	71	16	1.96	--	213	57	32°

CPT2 STRATIGRAFIA GEOTECNICA SEMPLIFICATA falda -1,80m dal p.c.							
strato (m dal p.c.)	Rp media (kg/cm <sup>2</sup> )	Rp min. (kg/cm <sup>2</sup> )	γ (t/m <sup>3</sup> )	Cu media (kg/cm <sup>2</sup> )	Mo (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr. %	φ <sub>my</sub>
0.2 - 2.0	27.7	9	1.88	0.29	72.5	42.2	20°
2.0 - 5.4	3.6	2	1.73	0.18	17.4	--	--
5.4 - 8.0	62.2	17	1.95	--	182.5	59.6	29°.4
8.0 - 8.8	22	10	1.90	0.57	72.5	22	26°
8.8 - 13	61.7	17	1.94	--	182.6	48.3	30°

Figura 81 - Verticali di indagine di riferimento

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

**Tab. 6.4.IV** - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.IV – Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Il carico limite verticale ultimo di un singolo palo per carichi verticali è ottenuto dall'equazione riportata a seguire:

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s(z) dz - W$$

Dove:

Q lim = carico limite ultimo assiale del palo singolo

P = Resistenza alla punta

S = Resistenza laterale



$p$  = resistenza unitaria alla punta del palo singolo

$s(z)$  = resistenza unitaria laterale alla generica profondità

$W$  = peso proprio del palo

La resistenza unitaria alla punta non drenata che si attesta in terreni coesivi ( $p$ ) viene calcolata mediante l'equazione :

$$p = (\sigma_{v,z=L} + N_c c_u)$$

con:

Il valore di  $N_c$  al quale si perviene con le varie teorie è compreso tra 8 e 12, tenendo anche conto dell'importanza relativamente modesta della resistenza alla punta in condizioni non drenate, si pone  $N_c=9$ .

In condizioni drenate la resistenza laterale unitaria  $s(z)$  viene valutata mediante il "metodo  $\beta$ ", ovvero

$$s(z) = \mu K \sigma'_{vz}$$

dove  $\beta = \mu K$

I valori adottati vengono interpolati dalla tabella a seguire.

Tipo di palo	K		$\mu$
	(Dr = 25%)	(Dr = 75%)	
Batt. tubo acc. chiuso	1,0	2,0	0,36
Batt. CIs prefabbricato	1,0	2,0	$\tan(0,75 \varphi')$
Batt. CIs gettato	1,0	3,0	$\tan(\varphi')$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\varphi')$
Elica continua	0,7	0,9	$\tan(\varphi')$

Si adotta un valore di  $K$  pari a 1.5 alla luce del valore DR derivante dalla geotecnica.

In condizioni non drenate, quindi in caso di argille e limi saturi, la resistenza unitaria laterale è valutata con il "metodo  $\alpha$ ". In questo caso:

$$s(z) = \alpha \cdot c_u$$

I valori di  $\alpha$  sono calcolati secondo il protocollo Viggiani (Carlo Viggiani, Fondazioni , paragrafo 13.1.2), che risulta cautelativo rispetto alle correlazioni AGI:

Pali trivellati:  $\alpha = 0,7 - 0,008(c_u - 25)$  , con  $0,35 \leq \alpha \leq 0,7$

Pali battuti:  $\alpha = 1 - 0,011(c_u - 25)$  , con  $0,5 \leq \alpha \leq 1$

Nelle verifiche si esclude la portata alla base.

Portata derivante dalla verticale di indagine CPT 1

Diametro	0.16	[m]	NOTA: Devono essere compilati i campi in verde.								
$\gamma_b$	1.15										
$\gamma_s$	1.15										
$\xi$	1.00		APPLICATO SUCCESSIVAMENTE!!!								
H palo	12.00	[m]									

$n^\circ$ strato	tipo	$\Delta H_i$	$H_f$	Falda	Palo	$\gamma_n$	$c_u$	IC	$N_{SPT}$	$\phi$	K
	terreno	[m]	[m]	0=no; 1=sì	0=no; 1=sì	[kN/m³]	[kPa]	ind. cons.		[°]	
1		2.00	2.00	1	1	18.80	32.00				
2		3.00	5.00	1	1	16.30	19.00				
3		3.00	8.00	1	1	19.30	74.00				
4		0.40	8.40	1	1	19.40	74.00				
5		4.40	12.80	1	1	19.60	0.00			32.00	1.50
6		0.00	0.00								
7			0.00								
8			0.00								
9			0.00								

PORTATA LATERALE - Viggiani											
Strato	Base palo	$\gamma_n$	$\sigma'_{vi}$	$\sigma'_{vf}$	$\sigma_{vi}$	$\alpha$	$\beta$	$c_\alpha$	$\sigma'_{h,med}$	s	S
	0=no; 1=sì	[kN/m³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]			[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	0	8.80	0.00	17.60	0.00	0.923	0.000	29.54	0.00	29.54	29.69
2	0	6.30	17.60	36.50	37.6	1.000	0.000	19.00	0.00	19.00	28.65
3	0	9.30	36.50	64.40	86.5	0.500	0.000	37.00	0.00	37.00	55.79
4	0	9.40	64.40	68.16	144.4	0.500	0.000	37.00	0.00	37.00	7.44
5	1	9.60	68.16	110.40	152.16	0.000	0.540	0.00	89.28	48.21	106.63
6	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00

<input type="checkbox"/>											
$R_{sc,m}$	Portata limite laterale media	228.21	[kN]								
$R_{sd}$	Portata di progetto laterale	198.44	[kN]								

PORTATA ALLA BASE - Berenzantzev									
$n^\circ$ strato	$\Delta H_i$	$H_f$	$\gamma_n$	$N_{SPT}$	$\phi$	$c_u$	$\sigma'_{vL}$	$\sigma_{vL}$	$\gamma'$
	[m]	[m]	[kN/m³]		[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m³]
5.00	4.40	12.00	19.60	0.00	0.00	0.00	68.16	152.16	9.60

Tabella per il calcolo di  $N_q$ 

H/D	25	28	31	34	37	40
5	14.56	25.09	43.23	74.47	128.31	221.06
10	11.03	19.22	33.50	58.39	101.76	177.35
15	9.73	17.13	30.16	53.09	93.46	164.53
20	8.58	15.26	27.14	48.27	85.84	152.64
25	8.04	14.42	25.86	46.37	83.17	149.15
30	7.53	13.62	24.64	44.55	80.58	145.73

H/D	75	
$A_b$	0.02	[m <sup>2</sup> ]
$\phi_{cal}$	-3.00	[°]
$N_q$	0	
c	0.00	[kPa]
$N_c$	0	

$R_{bc,m}$	Portata limite di base	0.00	[kN]
$R_{b,d}$	Portata di progetto di base	0.00	[kN]

## PORTATA TOTALE

$R_{bc,m}$	Portata limite di base	228.21	[kN]
$R_d$	portata di progetto	198.44	[kN]

## Portata derivante dalla verticale di indagine CPT 2

## Pali INFISSI

Diametro	0.16	[m]
$y_b$	1.15	
$y_s$	1.15	
$\xi$	1.00	
H palo	12.00	[m]

NOTA: Devono essere compilati i campi in verde.

APPLICATO SUCCESSIVAMENTE

$n^\circ$ strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_i$ [m]	Falda 0=no; 1=sì	Palo 0=no; 1=sì	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_u$ [kPa]	IC ind. cons.	$N_{SPT}$	$\phi$ [°]	K
1		2.00	2.00	1	1	18.80	29.00				
2		3.00	5.00	1	1	16.30	18.00				
3		3.00	8.00	1	1	19.30				29.40	1.50
4		0.40	8.40	1	1	19.40	57.00				
5		4.40	12.80	1	1	19.60				30.00	1.50
6		0.00	0.00								
7			0.00								
8			0.00								
9			0.00								

PORTATA LATERALE - Viggiani											
Strato	Base palo 0=no; 1=sì	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_{vi}$ [kPa]	$\sigma'_{vf}$ [kPa]	$\sigma_{vi}$	$\alpha$	$\beta$	$c_a$ [kPa]	$\sigma'_{h,med}$ [kPa]	$s$ [kPa]	$S$ [kN]
					[kPa]						
1	0	8.80	0.00	17.60	0.00	0.956	0.000	27.72	0.00	27.7 2	27.87
2	0	6.30	17.60	36.50	37.6	1.000	0.000	18.00	0.00	18.0 0	27.14
3	0	9.30	36.50	64.40	86.5	0.000	0.540	0.00	50.45	27.2 4	41.08
4	0	9.40	64.40	68.16	144.4	0.648	0.000	36.94	0.00	36.9 4	7.43
5	1	9.60	68.16	110.40	152.16	0.000	0.540	0.00	89.28	48.2 1	106.6 3
6	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0	0.00	0.00	0.00	0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
□											
$R_{sc,m}$ Portata limite laterale media		210.15		[kN]							
$R_{sd}$ Portata di progetto laterale		182.74		[kN]							

PORTATA ALLA BASE - Berenzantzev																								
<i>n° strato</i>	<i>ΔH<sub>i</sub></i>	<i>H<sub>f</sub></i>	<i>γ<sub>n</sub></i>	<i>N<sub>SPT</sub></i>	<i>φ</i>	<i>c<sub>u</sub></i>	<i>σ'<sub>VL</sub></i>	<i>σ<sub>VL</sub></i>	<i>γ'</i>															
	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]		[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]															
5.00	4.40	12.00	19.60	0.00	0.00	0.00	68.16	152.16	9.60															
Tabella per il calcolo di N <sub>q</sub>																								
H/D	25	28	31	34	37	40	<table><tr><td>H/D</td><td>75</td><td rowspan="6">[m<sup>2</sup>]</td></tr><tr><td>A<sub>b</sub></td><td>0.02</td></tr><tr><td>φ<sub>cal</sub></td><td>-3.00</td><td>[°]</td></tr><tr><td>N<sub>q</sub></td><td>0</td></tr><tr><td>c</td><td>0.00</td><td>[kPa]</td></tr><tr><td>N<sub>c</sub></td><td>0</td></tr></table>			H/D	75	[m <sup>2</sup> ]	A <sub>b</sub>	0.02	φ <sub>cal</sub>	-3.00	[°]	N <sub>q</sub>	0	c	0.00	[kPa]	N <sub>c</sub>	0
H/D	75	[m <sup>2</sup> ]																						
A <sub>b</sub>	0.02																							
φ <sub>cal</sub>	-3.00		[°]																					
N <sub>q</sub>	0																							
c	0.00		[kPa]																					
N <sub>c</sub>	0																							
5	14.56	25.09	43.23	74.47	128.31	221.06																		
10	11.03	19.22	33.50	58.39	101.76	177.35																		
15	9.73	17.13	30.16	53.09	93.46	164.53																		
20	8.58	15.26	27.14	48.27	85.84	152.64																		
25	8.04	14.42	25.86	46.37	83.17	149.15																		
30	7.53	13.62	24.64	44.55	80.58	145.73																		
R <sub>bc,m</sub> Portata limite di base				0.00	[kN]																			
R <sub>b,d</sub> Portata di progetto di base				0.00	[kN]																			

#### PORTATA TOTALE

$R_{bc,m}$	Portata limite di base	210.15	[kN]
$R_d$	portata di progetto	182.74	[kN]

#### EFFETTO DI GRUPPO - Converse Labarre

m	numero di file di pali	2
n	numero di pali per fila	2

<b>i</b>	interasse fra i pali	6 [m]
<b>E</b>	fattore di efficienza	0.98
<b>N</b>	numero pali totali	4

<b>Portata limite di gruppo</b>	826.33 [kN]
<b>Portata di progetto di gruppo</b>	718.55 [kN]

Si riporta la sintesi dei due valori, per il calcolo di Rcd.

<b>Rck,min</b>	182.74	KN
<b>Rck,m</b>	190.59	KN
<b>ξ3</b>	1.65	
<b>ξ4</b>	1.55	
<b>Rcd,1</b>	117.90	KN
<b>Rcd,2</b>	115.51	KN
<b>Rcd</b>	115.51	KN

Sulla base dei dati e coefficienti sopra esposti si ha **Rcd=1155 daN**.

#### Verifica geotecnica del palo sulla base dei pali "pilota"

Si effettua altresì una validazione del dato ottenuto, attraverso i parametri desunti da un intervento di sottofondazione eseguito in analoghe condizioni per la Scuola Zappata di Comacchio nel 2007 e considerando tali interventi come "pali pilota".

Il valore della resistenza caratteristica è ottenuto come segue:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

I coefficienti parziali di sicurezza applicati sono quelli evidenziati a seguire:

**Tab. 6.4.III** - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ <sub>1</sub>	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ <sub>2</sub>	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Il coefficiente per il calcolo della portata di progetto è riportato a seguire:





Per i pali pressoinfissi relativi ai setti in muratura, il contrasto avviene attraverso un profilo di ripartizione HEA160 lungo 100 cm.

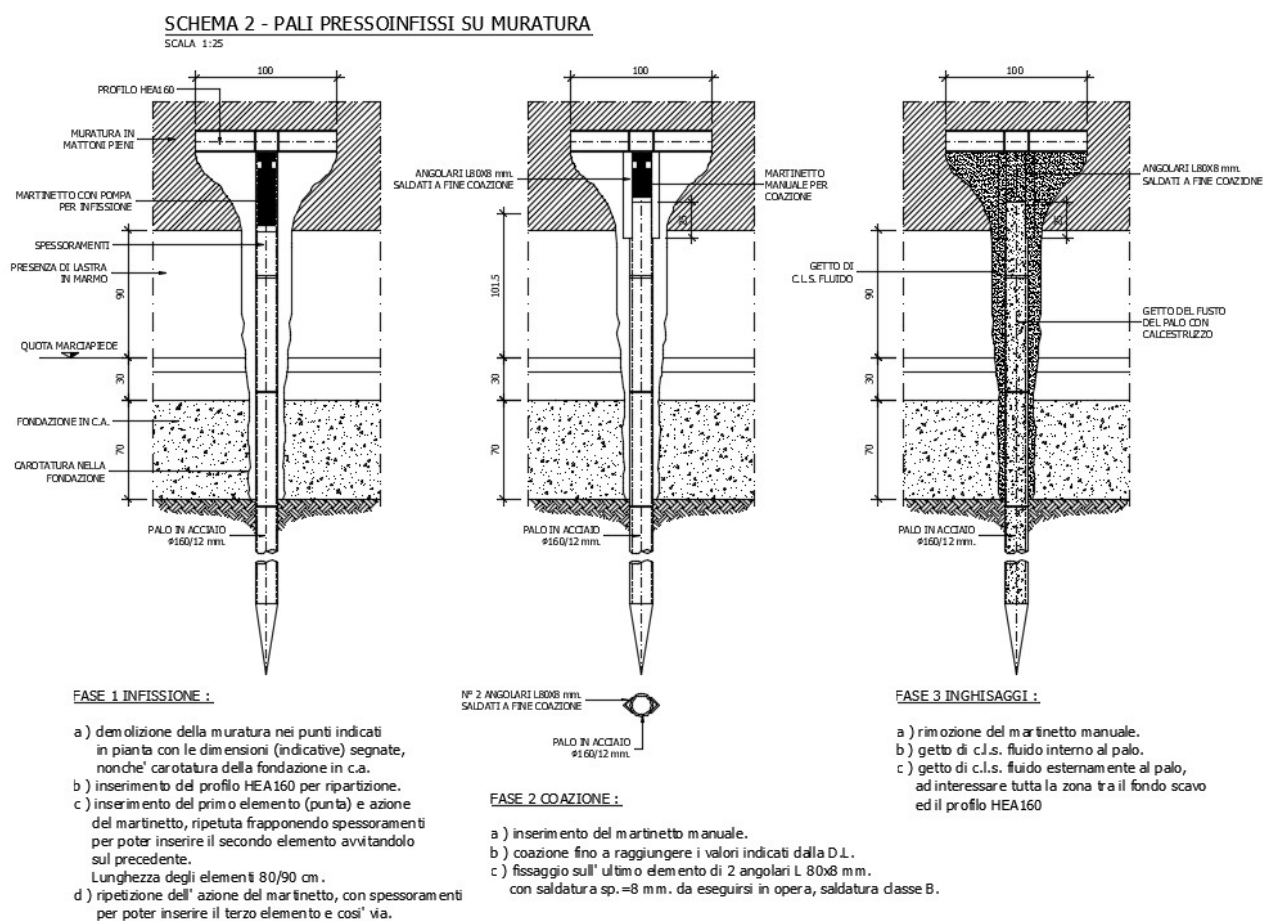


Figura 82 - Schema palo pressoinfisso per muratura

La compressione sulla muratura vale quindi:

$f_{sd} = 1652 / (100 \times 16) = 10,3$  daN/cm<sup>2</sup> compatibile con il valore di resistenza a compressione della muratura, tenuto conto che in corrispondenza degli appoggi è ammissibile avere una compressione localizzata pari a  $1,5 \times f_{rd}$  ovvero  $1,5 \times 8,39 = 12,59$  daN/cm<sup>2</sup>. Tale valore è accettabile soprattutto alla luce della provvisoria del dispositivo.

Nel caso di pilastri in c.a., in mancanza del contrasto rappresentato dalla muratura, si utilizzano n°4 connettori M20 inghisati per 30 cm nel calcestruzzo.

La resistenza a trazione di ciascun connettore, utilizzando i riferimenti ETA della ditta HILTI per ancoranti HIT RE 500 V3 con HAS vale:

$$N_{rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_t \cdot f_{b,N} \cdot f_{a,n} \cdot f_{r,n}$$

Dove:

$$N_{Rd,c}^0 = 62,9 \text{ KN}$$

$$f_t = 2 \text{ (infissione} > 2 h_{nom})$$

$$f_{a,n} = 0,76$$

$$f_{r,n} = 0,75$$

da cui  $N_{rd,c} = 7170 \text{ daN}$ , molto superiore alla massima trazione pari a  $4130 \text{ daN}$ .

#### SCHEMA 1 - PALI PRESSOINFISSI PER PILASTRI IN C.A.

SCALA 1:25

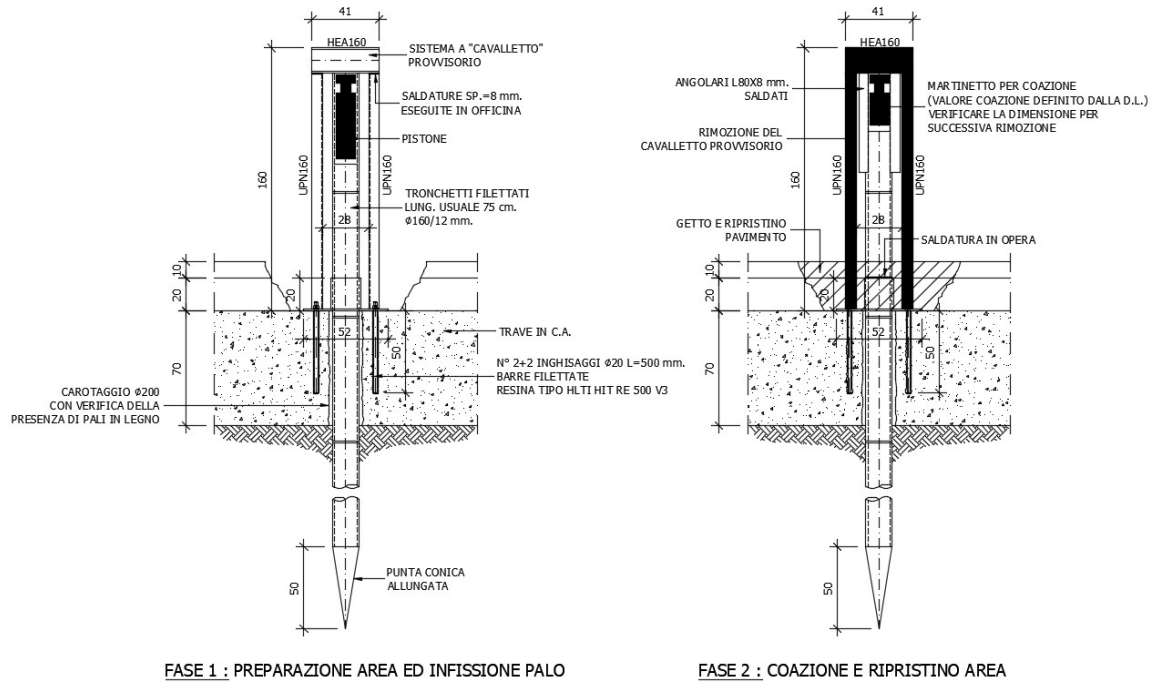


Figura 83 - Schema palo pressoinfisso per c.a.

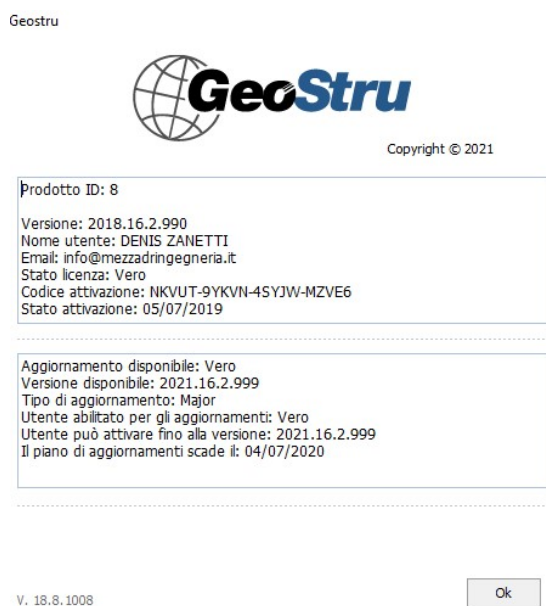
## 17.DIMENSIONAMENTO DEI NUOVI MICROPALI

Si prevede la realizzazione di n°6 micropali nuovi per ognuno dei due setti in c.a. previsti per il corpo D2.

La lunghezza del palo è di 10 metri, con 1 metro di perforazione ulteriore, e verrà realizzato con diametro 250 cm e tecnologia ad iniezione ripetuta.

Il dimensionamento è eseguito secondo la teoria di Bustamante-Doix (1985), trascurando cautelativamente la resistenza alla punta.

Si riporta a seguire la relazione afferente la verifica eseguita con il software MP.



Si allega il report di calcolo, successivamente sottoposto a validazione.

Nelle verifiche si esclude la portata alla base.

## *1 MICROPALI*

### **2        NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

**NTC2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

**NTC2008** - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

**CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8:** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### 3

### Definizione

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- cemento 100 kg
- acqua 50 l
- additivo 0.5-1 kg

### Comportamento dei micropali tubifix nei confronti dello sforzo assiale

La capacità portante dovuta alla resistenza a compressione (o a trazione) e allo svergolamento è praticamente indipendente dalla natura del terreno, purché l'iniezione sia condotta in fasi successive a pressioni crescenti. Pertanto sono le dimensioni trasversali dell'anima tubolare in acciaio che determinano la capacità portante dei micropali Tubifix.

Per il calcolo delle portate a compressione si assume la sezione nominale del tubo, mentre per il calcolo della portata a trazione si assume la minima sezione reagente in corrispondenza del filetto di giunzione.

### 4 Carico critico

Il micropalo Tubifix è un elemento strutturale di notevole snellezza, appare quindi opportuno verificare la stabilità dell'equilibrio elastico dell'elemento immerso nel terreno.

Come schema di calcolo si assume, a favore di sicurezza, che il fusto sia incernierato in testa, nella fondazione, e nel bulbo e si suppone, inoltre, che il micropalo sia infisso in un mezzo elastico.

Il carico critico verrà determinato con la seguente relazione:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2} \cdot \left( m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{m^2 \cdot \pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

avendo indicato con:

$P_k$	Carico critico
$E$	Modulo di elasticità dell'acciaio
$J$	Momento d'inerzia della sezione reagente
$L$	Lunghezza tra due estremità del micropalo supposte vincolate
$\beta$	Modulo di reazione del terreno per unità di spostamento laterale
$m$	Numero (intero) di semionde di inflessione del fusto

$$\beta = K \cdot D_p$$

$D_p$	Diametro di perforazione
$K$	Modulo di Winkler

Per valori molto elevati di  $L$  l'ipotesi di deformata unica ( $m=1$ ) porta a dei valori di  $P_k$  eccessivi e fisicamente inverosimili, il valore minimo di  $P_k$  si avrà per  $m>1$ .

Introducendo la grandezza  $\lambda = L / m$  (semilunghezza d'onda):

$$P_k = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left( \frac{1}{\lambda^2} + \frac{\beta \cdot \lambda^2}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right)$$

Per ottenere il valore di  $P_k$  dalla precedente si può considerare  $\lambda$  una variabile continua rispetto alla quale  $P_k$  può essere derivato:



$$\frac{dP_k}{d\lambda} = \pi^2 \cdot E \cdot J \cdot \left( -\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) \cdot \left( -\frac{2}{\lambda^3} + \frac{2 \cdot \beta \cdot \lambda}{\pi^4 \cdot E \cdot J} \right) = 0$$

$$\lambda = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot J}{\beta}}$$

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E \cdot J}$$

$$J = \frac{\pi}{64} \cdot (D_e^4 - D_i^4) + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{1}{n} \cdot D_i^4 + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{K_i}{n} \cdot (D_p^4 - D_e^4)$$

Di	Diametro interno del tubolare
De	Diametro esterno del tubolare
Dp	Diametro di perforazione
n	Modulo di omogenizzazione acciaio-calcestruzzo
Ki	Coefficiente compreso tra 0 e 1 indicativo del grado di partecipazione acciaio-calcestruzzo

### Portata laterale – Mayer - Modificato

Il calcolo della portanza geotecnica del micropalo TUBIFIX è sviluppato con le metodologie in uso per la stima della portanza dei pali; per i micropali, però, si assumono le seguenti correzioni:

- si trascura la portata di punta a causa delle limitate dimensioni della sezione;
- si introducono nel calcolo la lunghezza e il diametro del bulbo iniettato e non quello medio del palo;
- si considera che le pressioni di iniezione portino ad un aumento della resistenza laterale unitaria.

Pertanto una valutazione attendibile della portanza di micropali TUBIFIX è condizionata dalla difficoltà di una stima dell'entità della sbulbatura (diametro bulbo) e dell'entità del miglioramento della resistenza tangenziale unitaria  $\tau$ .

Il carico limite laterale si individua moltiplicando la resistenza laterale unitaria per la superficie laterale.

$$Q_L = D_S \cdot \pi \cdot \sum (\tau_f H)$$

Dove:

$D_S = \alpha D_f$       Diametro medio del bulbo, dato dal diametro del foro  $D_f$  maggiorato di un coefficiente  $\alpha$  dipendente dal metodo di sigillatura, IRS (iniezione ripetitiva e selettiva) o IGU (iniezione globale con processo di messa in pressione unico), e dal tipo di terreno.

Per i micropali tipo RADICE       $D_S = D_f$

$\tau_f$       Resistenza tangenziale unitaria relativa ad ogni strato;

H      Spessore di ogni strato.

La tensione tangenziale unitaria  $\tau_f$  relativa ad ogni strato è valutata come segue:

#### – Condizione drenata

$$\tau_f = \sigma_h \operatorname{tg} \delta + \alpha c$$

dove

$$\sigma_h = \sigma_{\max} = \sigma_{v0}' \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \quad \text{tipo TUBIFIX}$$

$$\sigma_h = \sigma_{v0}' K_0 \quad K_0 \text{ coeff. spinta a riposo} \quad \text{tipo RADICE}$$

$\alpha$  = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente espressione

$$\text{Caquot - Kerisel} \quad \alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

$$\text{Meyerhof - Murdock (1963)} \quad \begin{aligned} \alpha &= 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Woodward (1961)

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

#### – Condizione non drenata

$$\tau_f = \alpha c_u \quad \text{con } c_u \text{ coesione non drenata}$$

### 5 METODO DI BUSTAMANTE E DOIX

Le formulazioni di *Bustamante e Doix* richiedono come parametri caratterizzanti del terreno la  $p_{lim}$  determinata con il pressimetro di Menard o i risultati di prove SPT ( $N_{spt}$ ):

$$p_{lim} \cong p_a \cdot \frac{N_{SPT}}{2} \text{ (terreni sabbiosi)}$$

in cui  $p_a$  è la pressione atmosferica di riferimento ed  $s_u$  la coesione non drenata.

Nel caso di terreni argillosi si assume:

$$p_{lim} \cong 10 \times s_u \text{ (terreni argillosi)}$$

### 6 TERRENI SABBIOSI

Nel caso di micropali in terreni sabbiosi si possono ipotizzare le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione  $d_{perf}$  e il diametro della zona iniettata  $d_{in}$ :

$$d_{in} \cong 1.5 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.15 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

Il valore limite della tensione tangenziale lungo il tratto iniettato può essere assunta pari mediamente a:

$$f_s \cong \frac{1}{10} p_{lim}$$

La quantità minima di miscela da iniettare è data dalla seguente espressione:

$$1.5 \cdot V_{in} = 1.5 \cdot \frac{\pi \cdot d_{in}^2}{4} l_{in}$$

essendo  $l_{in}$  la lunghezza del tratto iniettato.

### 7 TERRENI ARGILLOSI

Nel caso di micropali in terreni argillosi valgono le seguenti relazioni tra il diametro di perforazione  $d_{perf}$  e il diametro della zona iniettata  $d_{in}$ :

$$d_{in} \cong 1.5 - 2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

$$d_{in} \cong 1.2 \cdot d_{perf} \text{ (iniezione unica)}$$

La tensione tangenziale lungo il tratto iniettato è assunta pari a:

$$f_s = 0.033 + 0.067 p_{\text{lim}} \text{ (iniezione unica)}$$

$$f_s = 0.095 + 0.085 p_{\text{lim}} \text{ (iniezioni ripetute)}$$

In tal caso la quantità minima di miscela da iniettare varia da  $1.5 - 2.0 V_{in}$ , nel caso di un'unica iniezione, a  $2.5 - 3.0 V_{in}$ , nel caso di iniezioni ripetute.

I valori delle pressioni si intendono tutti espressi in N/mm<sup>2</sup>.

### Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

### 8 Carico ammissibile

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza  $\eta$  rispetto al carico ultimo per attrito laterale ( $Q_L$ ).

Il coefficiente di sicurezza  $\eta$  può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile  $Q_{\text{amm}}$  è:

$$Q_{\text{amm}} = \frac{Q_L}{\eta}$$

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

### 9 Micropalo in condizioni d'esercizio

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice  $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$  si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice  $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$  è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il  $k_s$  con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale  $Z$  è la profondità e  $B$  è il diametro del palo.

I valori di  $A_s$  e  $B_s Z^n$  sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi  $s_i$ ,  $d_i$ , e  $i_i$  pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove  $C = 40$  è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

#### **Cedimenti metodo di Davis-Poulos**

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo  $n$  superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie  $i$  per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie  $j$ -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

$\tau_j$  = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

$E$  = Modulo elastico del terreno

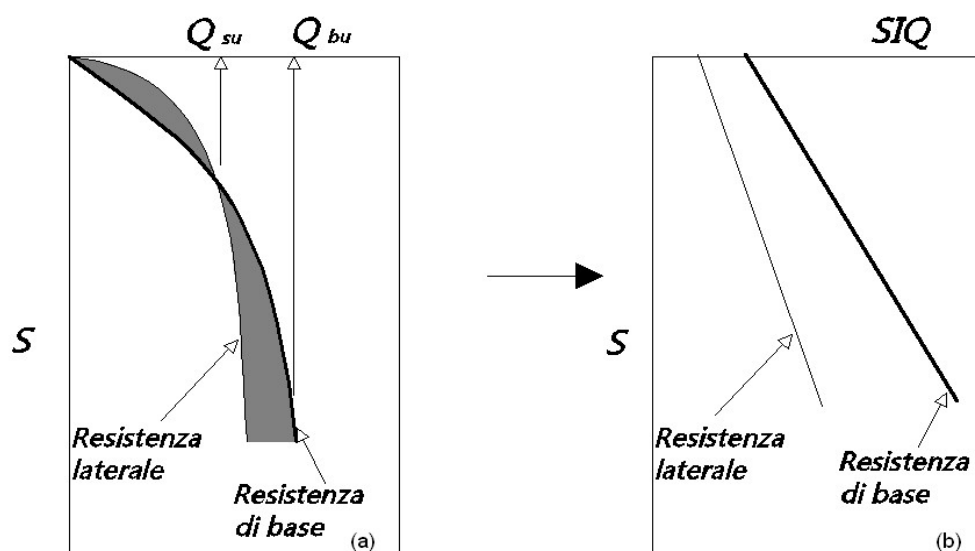
$B$  = Diametro del palo

$I_{i,j}$  = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando  $W_{i,j}$  per tutte le  $j$  aree

#### **Cedimento Metodo Iperbolico**

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* ( $Q_{su}$ ) e la *resistenza di base ultima* ( $Q_{bu}$ ) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità  $S/Q$  rispetto allo spostamento  $S$  (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'*accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l'*accorciamento elastico* del palo dipende dal carico applicato  $Q$  in rapporto all'*attrito laterale ultimo*  $Q_{su}$ . In particolare se  $Q \leq Q_{su}$  la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'*accorciamento elastico* lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che  $Q > Q_{su}$  bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- $d_s$ : diametro testa del palo.
- $E_c$ : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di  $E_c = 2610 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo con forza specifica di  $20 \text{ N/mm}^2$  e il valore di
- $E_c = 2610 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$  per calcestruzzo da  $40 \text{ N/mm}^2$ .
- $L_o$ : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- $L_a$ : lunghezza attiva del palo.
- $k_e$ : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva  $L_a$ . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo  $L_a$  oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.



Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- $M_s$ : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- $d_s$ : diametro testa.
- $Q_s$ : attrito.
- $Q_{su}$ : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- $d_b$ : diametro della base del palo.
- $Q_b$ : resistenza alla base.
- $Q_{bu}$ : resistenza ultima alla base
- $E_b$ : modulo di taglio corrispondente a  $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza  $S_s = S_b$  e considerando il carico totale applicato  $Q$  si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$

- $\delta = 0.6Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno  $E_b$  al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di  $E_b$  da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

### Efficienza e cedimento del reticolo

Usualmente i micropali vengono realizzati a gruppo, pertanto necessita considerare il loro comportamento d'insieme sia riguardo alla portata ammissibile che ai cedimenti. In relazione a questi ultimi, il cedimento di un gruppo di micropali viene valutato, a partire dal cedimento del singolo micropalo, con la seguente espressione:

$$w_g = w_s \cdot \left( \frac{0,6 \cdot B}{0,3 \cdot B + 0,3} \right)^2 \quad \text{Skempton (1953)}$$

dove

$w_s$  cedimento del singolo micropalo

$B$  dimensione minima della maglia di micropali.

Per la portanza ammissibile di gruppo, a causa dell'interazione tra gli elementi del reticolo, viene solitamente introdotto il termine dell'*efficienza* che riduce la portanza globale data dalla somma del carico ammissibile dei singoli micropali; infatti l'espressione per il carico ammissibile di gruppo risulta:

$$Q_g = E \cdot \sum_i Q_{AMMi}$$

dove

$Q_{AMM i}$  portanza ammissibile del singolo micropalo  $i$ .

$E$  efficienza del gruppo di micropali.

Per quest'ultimo parametro sono riportati dei valori di riferimento in base alla litologia e all'interasse con cui sono disposti i micropali:

Terreno	$I < 8D$	$3D < I < 8D$	$I < 3D$
Sabbie	1	1	1
Argille	1	0.75-1	0.75

Oppure può essere utilizzata l'espressione di Converse – Labarre che si pone nella seguente forma:

$$E = 1 - \operatorname{atn} \left( \frac{D}{I} \right) \cdot \left( \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right)$$

nella quale

$D$  diametro medio del bulbo

$I$  interasse tra i micropali; per quelli inclinati l'interasse è riferito alla base del bulbo.

$m, n$  numero di micropali presenti nella maglia che definisce il reticolo.

### Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0.50}$$

in cui  $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$ ;  $a_{\max}$  accelerazione sismica,  $\rho_1$  densità del terreno,  $H_1$  spessore dello strato,  $V_{s1}$  e  $V_{s2}$ , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati;  $E_1$  è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno,  $E_p$  modulo di elasticità del palo,  $d$  diametro del palo,  $L$  lunghezza del palo.

#### Micropalo

Descrizione	MICROPALO COMACCHIO
Tipologia	TUBIFIX
Iniezione	IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
Pressione limite di iniezione	300,00 kN/m²
Diametro di perforazione	0,25 m
Alfa	1,80
Diametro bulbo	0,45 m
Lunghezza bulbo	10,00 m
Lunghezza fusto	1,00 m
Diametro esterno tubolare	168,00 mm
Spessore tubolare	10,00 mm
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

#### Archivio materiali

##### Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	f <sub>ck,cubi</sub> [MPa]	E <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>ck</sub> [MPa]	f <sub>cd</sub> [MPa]	f <sub>ctd</sub> [MPa]	f <sub>ctm</sub> [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11,33	1,01	2,21
2	C25/30	30	31475	25	14,16	1,14	2,56
3	C28/35	35	32308	28	15,86	1,26	2,76
4	C40/50	50	35220	40	22,66	1,63	3,5

##### Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	E <sub>s</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]	f <sub>yd</sub> [MPa]	f <sub>tk</sub> [MPa]	f <sub>td</sub> [MPa]	ep <sub>tk</sub>	ep <sub>d_ult</sub>	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391,3	450	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.05	.04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	308,7	510	308,7	0,05	0,04	1	0,5

#### Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

#### Stratigrafia...1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturato [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizio ne litologica
1	2,00	18,63	18,63	18,63	20,00	No	0,70	7,45	0	
2	3,00	16,30	16,30	16,30	25,00	No	0,70	5,88	0	
3	3,00	19,30	19,30	19,30	29,40	No	0,00	14,71	0	
4	0,40	19,40	19,40	5,88	25,00	No	0,70	5,88	0	
5	4,40	19,60	19,60	0,00	30,00	No	0,00	14,71	0	

#### Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R 3	23,69	39,30	30/0,00	45,39	0,00	758,35	712,96	--	89,65 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

#### RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:			A1+M1+R3
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,70
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	758,35	758,35	758,35
Totale	712,96	712,96	712,96
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Laterale			1,15
Resistenza di progetto laterale			387,90 kN
Resistenza di progetto			342,52 kN
Azioni di progetto			216,80 kN
Fattore sicurezza verticale			1,58

#### Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione			A1+M1+R3
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,70
Momento plasticizzazione			61,40 kNm
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
	89,65247	89,65247	89,65247
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			1,3
Resistenza di progetto			40,57 kN
Azioni di progetto			24,40 kN
Fattore sicurezza orizzontale			1,66

#### Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	11,00 m
Diametro testa	0,45 m
Diametro punta	0,45 m
Tratto attrito laterale nullo	1,00 m
Modulo elastico sezione	3,00E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	216,80 kN

Carico limite laterale	446,09 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	7,45E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0,25 mm
Cedimento rigido	0,42 mm
Cedimento totale	0,67 mm

#### Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	9,00
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

#### Carichi

**Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.**

Nodo	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
1	24,40	0,00	216,80

#### ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kN/m³]	Sforzo normale [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Reazione terreno [kN]	Rotazione (°)	Spostamen to [m]	Pressione terreno [kN/m²]
1	1,22	0	216,8	0	20,63	3,77	-0,036	0,0026	0
2	1,22	13238,02	221,66	-25,21	8,26	12,37	-0,034	0,0019	24,555
3	1,22	16470,4	226,52	-35,31	-2,17	10,44	-0,029	0,0012	19,452
4	1,22	16470,4	231,38	-32,66	-7,72	5,55	-0,023	0,0006	10,381
5	1,22	16470,4	236,24	-23,22	-9,7	1,98	-0,018	0,0002	3,237
6	1,22	27469,63	241,1	-11,36	-7,42	-2,29	-0,015	-0,0002	-4,191
7	1,22	27469,63	245,96	-2,29	-1,65	-5,77	-0,014	-0,0005	-12,576
8	1,22	176,05	250,82	-0,28	-0,17	-1,48	-0,014	-0,0008	-0,132
9	1,22	176,05	255,68	-0,08	-0,06	-0,1	-0,014	-0,001	-0,183
10		176,05	260,54	0	0	0	0	0	0

#### ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kN]	Md [kNm]	Td [kN]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifi ca Flessi one	Ver. Press o- Flessi one	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Tagli o [kN]	Sicur ezza taglio	Cond. Verifi ca Tagli o
1	0	216,80	0,00	20,63		--	--	10,87	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	33,38	Verifi cata
2	1,22	221,66	-25,21	8,26		--	--	3,78	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	83,34	Verifi cata
3	2,44	226,52	-35,31	-2,17		--	--	2,87	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	316,88	Verifi cata
4	3,67	231,38	-32,66	-7,72		--	--	3,07	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	89,16	Verifi cata
5	4,89	236,24	-23,22	-9,70		--	--	3,95	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	70,97	Verifi cata
6	6,11	241,10	-11,36	-7,42		--	--	5,91	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	92,84	Verifi cata
7	7,33	245,96	-2,29	-1,65		--	--	8,63	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	418,36	Verifi cata
8	8,56	250,82	-0,28	-0,17		--	--	9,31	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	4168,64	Verifi cata
9	9,78	255,68	-0,08	-0,06		--	--	9,19	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	10706,41	Verifi cata
10	11	260,54	--	--		--	--	9,04	Verifi cata	--	--	--	--	688,64	--	Verifi cata

ING. DENIS ZANETTI



Si riporta la sintesi dei valori precedentemente indicati.

Portanza formule statiche...

Normativa GEO NTC DM 17 Gen. 2018 Descrizione A1+M1+R3 Opzioni di analisi...

Descrizione	D [m]	L [m]	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Svl [kN/m²]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite verticale [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	0,45	10	23,68788	39,29735	30,00/--	45,38797	202,782	--	758,3516	712,9636	89,65247 [Lungo]
							Rc, Min	--	758,35	712,96	89,65
							Rc, Max	--	758,35	712,96	89,65
							Rc, Med	--	758,35	712,96	89,65
							<b>Rk</b>	--	<b>446,09</b>	<b>419,39</b>	<b>52,74</b>
							<b>Rd [R3]</b>	--	<b>387,90</b>	<b>342,52</b>	<b>40,57</b>
							<b>Fattore sicurezza verticale</b>				<b>1,58</b>
							<b>Fattore sicurezza orizzontale</b>				<b>1,66</b>

**Coefficienti parziali resistenze caratteristiche** Fattori correlazione sondaggi Riduzione parametri geotecnici

**Assiali**

		Pali infissi			Pali trivellati			Pali elica			T. classica
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	
Base	$\gamma_b$	1	1,45	1,15	1	1,7	1,35	1	1,6	1,3	2,5
Laterale compressione	$\gamma_s$	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	2,5
Totale	$\gamma_t$	1	1,45	1,15	1	1,6	1,3	1	1,55	1,25	2,5
Laterale trazione	$\gamma_{s;t}$	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	2,5

**Trasversali**

	R1	R2	R3
	1	1,6	1,3

Assumi come default

Calcolo Chiudi ?

Note le caratteristiche di resistenza dei pali, si procede alla verifica per carichi orizzontali e verticali per la combinazione più sfavorevole (cmb.15).

Taglio massimo sui due setti:  $T = 14640$  daN

Momento massimo sui setti:  $5831000$  daNcm

Sforzo normale:  $7250$  daN

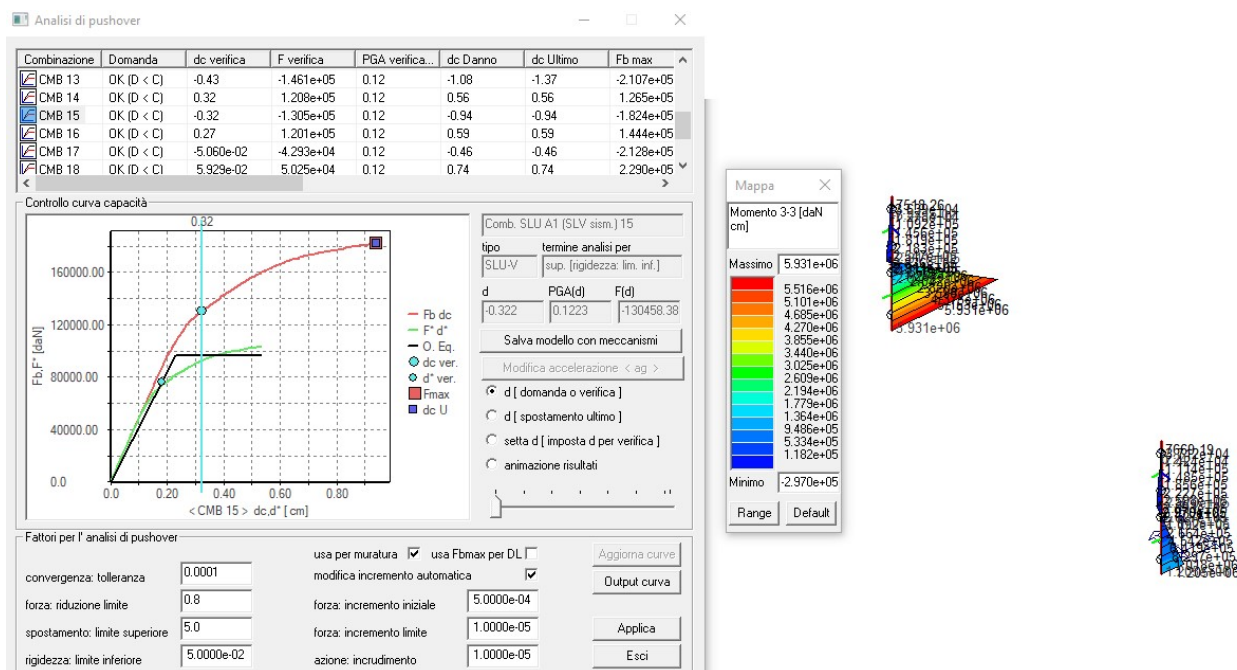


Figura 84 - Massimo momento sui due nuovi setti

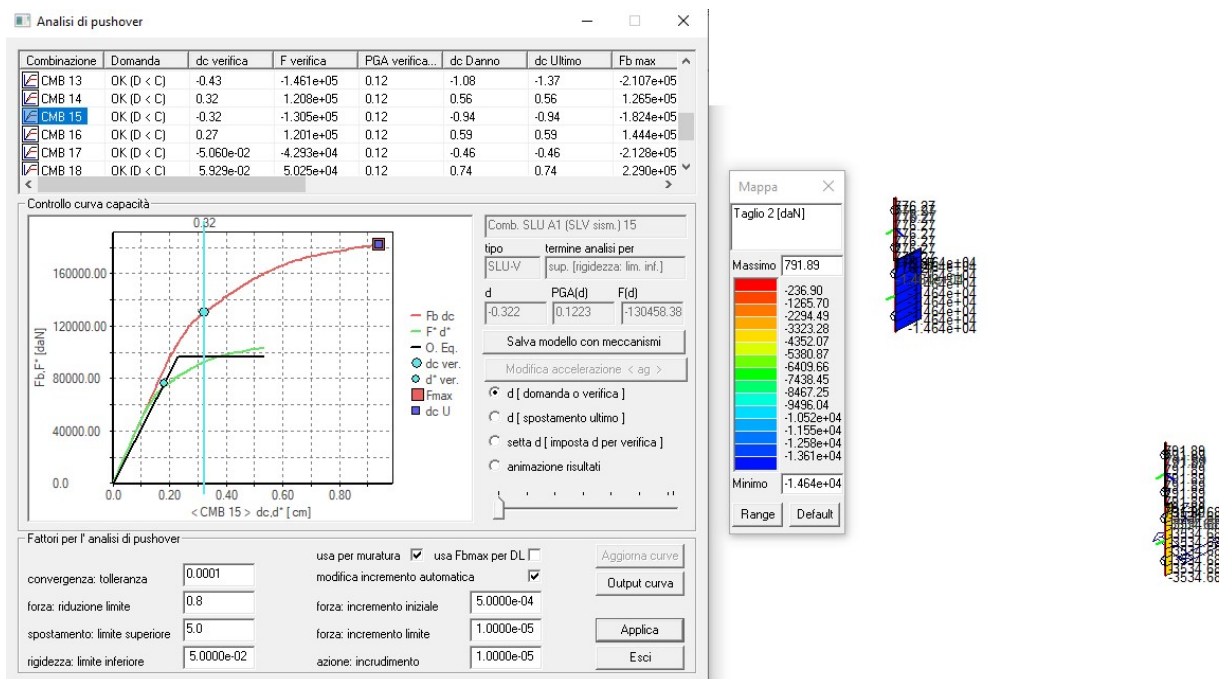


Figura 85 - Taglio massimo

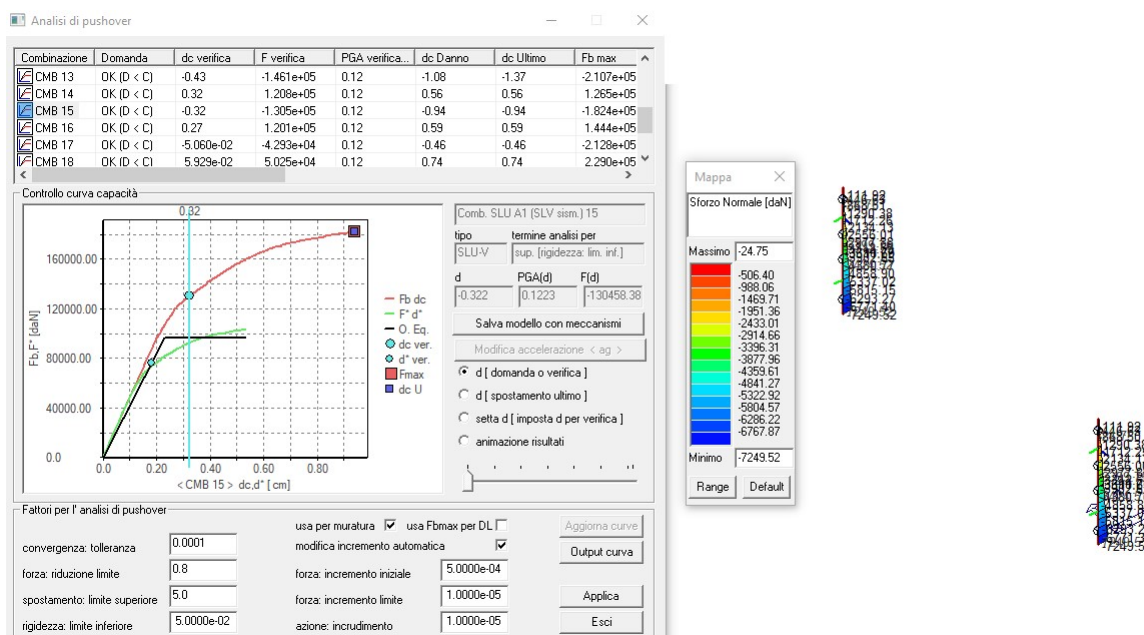


Figura 86 - Sforzo normale

Il massimo sforzo normale sul palo vale:  $7250/6 + 5831000/(2 \cdot 180) = 17406 \text{ daN}$

Il peso del plinto su ciascun palo vale:  $1,3 \times 2500 \times 3 \times 2 \times 0,7/6 = 2275 \text{ daN}$

Il peso addizionale del palo vale circa 2000 daN

L'azione massima complessiva SLU sul palo è di  $216.8 \text{ KN} \ll R_d = 339.46 \text{ KN}$

La verifica è soddisfatta.

Il taglio sul singolo palo vale  $T/6 = 2440 \text{ daN}$ , pari a  $24.4 \text{ KN} \ll R_d = 40.57 \text{ KN}$

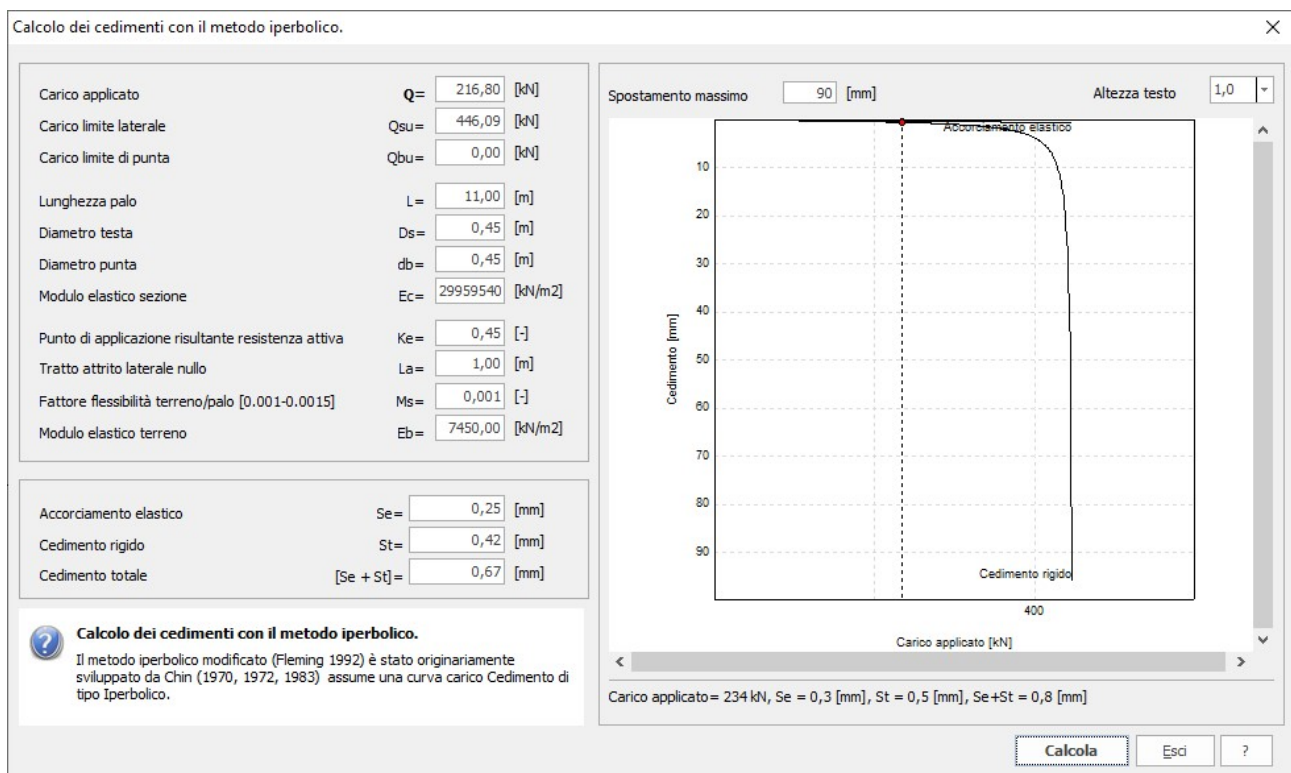
La verifica è soddisfatta.

Gli elevati coefficienti di sicurezza consentono di compensare un'eventuale riduzione della portata per effetto di gruppo che potrebbe indurre una diminuzione della portata dell'ordine del 13% secondo la stima di Converse-Labarre.

#### EFFETTO DI GRUPPO - Converse Labarre

<b>m</b>	numero di file di pali	3
<b>n</b>	numero di pali per fila	2
<b>i</b>	interasse fra i pali	0.9 [m]
<b>E</b>	fattore di efficienza	0.87
<b>N</b>	numero pali totali	6

Pur con valore del tutto qualitativo, si effettua una stima dei cedimenti.



Il cedimento atteso è dell'ordine di 0.67 mm.

Si effettua, a titolo di validazione del dato, un controllo sull'abase della formula per la stima sommaria del valore del cedimento riportata alla 14.1 del volume "Fondazioni, C.Viggiani" dove:

$$w_s = d / (\lambda F_s) = 25 / (100 \times 1,58) = 0,158 \text{ cm (1,58 mm)}$$

Anche da questo controllo di carattere generale, il cedimento atteso è del tutto compatibile con la funzionalità del fabbricato.

Si effettua la verifica strutturale del palo, sulla base delle massime sollecitazioni precedentemente indicate.

Le caratteristiche di resistenza del tubolare diam.168 mm/10 mm in acciaio S355 sono le seguenti:

$$A = 49,61 \text{ cm}^2$$

$$M_{rd} = 61,4 \text{ kNm}$$

$$T_{rd} = A \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_0) = 618 \text{ kN}$$

$$A_v = 2A / \pi$$

Il valore massimo della sollecitazione di flessione vale 35,2 kNm, la verifica è ampiamente soddisfatta.

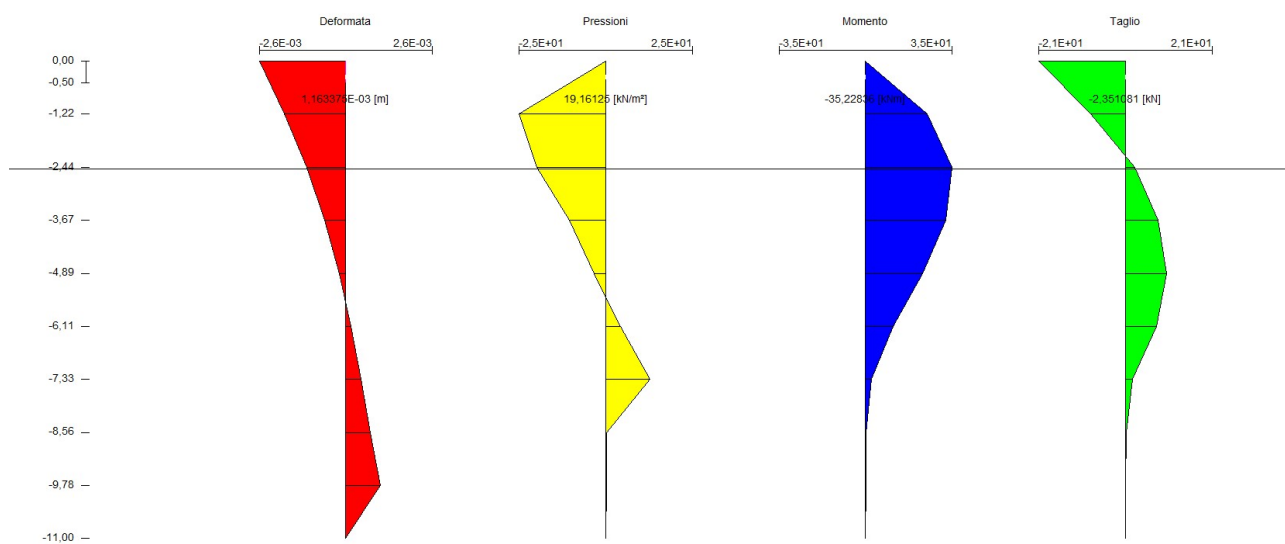


Figura 87 - Diagrammi sollecitazioni sul palo



## 18.CONCLUSIONI

Il presente progetto ha due obiettivi:

- Adeguamento sismico di un'unità strutturale del complesso scolastico "Fattibello di Comacchio" denominata come corpo D (per azione all'80%);
- Realizzazione di un sistema di sottofondazioni per la riduzione dei fenomeni distorsivi riscontrati per una porzione dell'unità strutturale a causa del degrado dei pali in legno.

Tenuto conto che l'unità strutturale originale viene suddivisa in due corpi strutturalmente indipendenti, i livelli di vulnerabilità conseguiti sono i seguenti.

	Analisi globali	Meccanismi locali
Stato di fatto	49%	Non rilevanti
Stato di progetto corpo D1	85%	Non rilevanti
Stato di progetto corpo D2	107%	Non rilevanti

Il Tecnico

Ing. Denis Zanetti

## ALLEGATO – RELAZIONI ORIGINALI

Si allegano alla presente le relazioni del progetto originale della scuola, ulteriori dati significativi sono recepiti nelle tavole di rilievo.

Sono disponibili gli elaborati completi depositati presso il Comune di Comacchio.

*per l'approvazione*

COMUNE DI COMACCHIO

Opere di Edilizia Scolastica

Lavori per la costruzione dell'Edificio Scolastico Elementare di COMACCHIO Centro Sud  
2° LOTTO

IMPRESA: Silvestroni Marino & F.lli S.n.c.

S. Pancrazio di Russi (Ravenna)


VISTA la distribuzione delle strutture progettate dal Calcolatore dell'Impresa,

**SI APPROVA** per la responsabilità delle medesime con il progetto di contratto.

Fasc. 1 - Fondazioni

IL DIRETTORE DEI LAVORI

**VISTO** per la revisione ultimata il 17/12/20

ORDINE DEGLI INGEGNERI		
Provincia di Ravenna		
Dott. Ing. Silvestroni Ennio	N.177	

*[Signature]*

*[Signature]*

**L'INGEGNERE CAPO**  
DIRETTORE DEI LAVORI  
(Dott. Ing. Carlo DURANTI)  
F.to dr. ing. CARLO DURANTI

Analisi dei carichi elementari

Solaio piano terra e 1° piano

Peso proprio	=	130 kg/mq.
Soletta	=	75 "
Tramezzi	=	80 "
Pavimento	=	100 "
Sovraccarico	=	400 "
		<hr/>
		785 kg/mq.

Soffitto luce ml. 3,60 - 3,00 (H = 10)

Peso proprio	=	80 kg/mq.
Intonaco	=	30 "
Sovraccarico	=	80 "
		<hr/>
		190 kg/mq.

Soffitto luce ml. 6,00 e 7,00

Peso proprio	=	120 kg/mq.
Intonaco	=	30 "
Sovraccarico acc.	=	80 "
		<hr/>
		230 kg/mq.

Coperto

Peso proprio	=	120 kg/mq.
Tegole Curve	=	45 "
Sovraccarico acc.	=	150 "
		<hr/>
		315 kg/mq.

Scale

Peso proprio	=	180 kg/mq.
Gradini in c.a.	=	100 "

Rivestimento gradini	=	100 kg/mq.
Intonaco	=	30 "
Sovraccarico acc.	=	400 "
		<hr/>
		810 kg/mq.

Analisi di carico sulle Nervature

Nervatura F-3-4-5-6-7-E a quota 2° solaio

Peso proprio 0,30x0,40x1x2500	=	300 kg/ml.
solaio 1/2x6,00x785x1,00	=	2.360 "
Muratura 0,30x1,50x1x1700	=	765 "
		<hr/>
		3.425 kg/ml.

Idem a quota soffitto-coperto

Peso proprio 0,30x0,45x1x2500	=	340 kg/ml.
soffitto 1/2x6,00x1,00x230	=	690 "
coperto 1/2x6,00x1,10x315x1	=	1.040 "
cornicione 500x1	=	500 "
		<hr/>
		2.570 kg/ml.

Nervatura m-1-2-m a quota 2° solaio

Peso proprio 0,30x0,40x1x2500	=	300 kg/ml.
solaio 1/2x3,00x785x1	=	1.180 "
Muratura 0,30x1x1,50x1700	=	765 "
		<hr/>
		2.245 kg/ml.

Idem a quota soffitto e coperto

Peso proprio 0,30x0,40x1x2500	=	300 kg/ml.
soffitto 1/2x3,00x190	=	285 "
coperto 1/2x3,00x1x315x1,10	=	520 "
cornicione 500x1	=	500 "
		<hr/>
		1.605 kg/ml.



Nervatura m-8-m a quota 2° solaio

Peso proprio 0,30x0,45x1x2500	=	340 kg/ml.
solaio 1/2x6,00x785x1	=	2.360 "
muratura 0,30x3,00x1x1200	=	1.080 "
		<hr/>
		3.780 kg/ml.

Nervatura m-9-m a quota 2° solaio

Peso proprio 0,30x0,40x1x2500	=	300 kg/ml.
solaio 1/2x(4,30+4,50)x785x1	=	3.440 "
		<hr/>
		3.750 kg/ml.

Nervatura m-9-m a quota soffitto

Peso proprio 0,30x0,35x1x2500	=	270 kg/ml.
soffitto 1/2x(4,30+4,50)x190x1	=	835 "
		<hr/>
		1.105 kg/ml.

Nervatura m-10-m a q. 2° solaio

Peso proprio 0,30x0,40x1x2500	=	300 kg/ml.
solaio 1/2x(4,50+5,00)x785x1	=	3.740 "
		<hr/>
		4.040 kg/ml.

Idem a q. soffitto

Peso proprio 0,30x0,35x1x2500	=	270 kg/ml.
soffitto 1/2x(4,50+5,00)x190x1	=	900 "
		<hr/>
		1.170 kg/ml.

Nervatura m-8-m q. soffitto

Peso proprio 0,30x0,35x1,00x2500	=	265 kg/ml.
soffitto 1/2x6,00x230	=	700 "
		<hr/>
		965 kg/ml.

Nervatura D-11bis-12-12bis q. 2° solaio

Peso proprio 0,30x0,40x1,00x2500	=	300 kg/ml.
Solaio 1/2x7,80x785x1,00	=	2.760 "
Muratura 1,50x0,30x1,00x1700	=	765 "
		<hr/>
		3.825 kg/ml.

Nervatura D-11bis-12-12bis q. soffitto-coperto

Peso proprio 0,30x0,45x1,00x2500	=	340 kg/ml.
soffitto 1/2x7,00x230	=	810 "
coperto 1/2x1,10x7,00x315	=	1.220 "
		<hr/>
		2.370 kg/ml.

Nervatura G-13-C q. 2° solaio

Peso proprio 0,30x0,40x1,00x2500	=	300 kg/ml.
Solaio 1/2x5,00x785	=	1.970 "
Muratura 0,30x1,50x1,00x1700	=	765 "
		<hr/>
		3.035 kg/ml.

Nervatura G-13-C q. soffitto e coperto

Peso proprio 0,30x0,40x1,00x2500	=	300 kg/ml.
Soffitto 1/2x5,00x230	=	575 "
Coperto 1/2x5,00x315	=	785 "
		<hr/>
		1.655 kg/ml.

P i l a s t r i

Pilastri 1-2 carico q. + 1,78

Peso proprio 0,30x0,30x6,37x2500	=	1.430 kg.
Nerv. q. solaio 3,50x2245	=	7.900 "
" " soffitto 3,50x1605	=	5.600 "
		<hr/>
		14.930 kg.

Af = 4 Ø 14; st. Ø 6/15"

Ac = 30 x 30

Pilastri 3-4-5-6-7 carico q. + 1,78

Peso proprio	=	1.430 kg.
Nerv. m-3-4 q. 2° solaio 3,50x3425	=	12.000 "
" " " soffitto 3,50x2570	=	9.000 "
		<hr/>
		22.430 kg.

Af = 4 Ø 14; st. Ø 6/15

Ac = 30 x 30

Pilastro n° 8 carico a q. + 1,78

Peso proprio	=	1.430 kg.
Nerv. q. 2° solaio 3,50x3780	=	13.200 "
" " soffitto-coperto 3,50x960	=	3.370 "
		<hr/>
		18.000 kg.

Af = 4 Ø 14; st. Ø 6/15

Ac = 30 x 30

Pilastro 9 carico q. + 1,78

Peso proprio 0,30x0,30x6,37x2500	=	1.430 kg.
Nerv. q. solaio 3,50x3750	=	13.150 "
" " soffitto 3,50x1105	=	3.850 "
		<hr/>
		18.430 kg.

Af = 4 Ø 14; st. Ø 6/15

Ac = 30 x 30

Pilastro 10 carico a q. + 1,78

Peso proprio	=	1.430 kg.
Nerv. q. solaio 3,50x4040	=	14.150 "
" " soffitto 3,50x1170	=	4.100 "
		<hr/>
		19.680 kg.

Af = 4 Ø 14; st. Ø 6/15

Ac = 30 x 30

Pilastri 11-11bis-12-12bis carico a q. + 1,78

Peso proprio	=	1.430 kg.
Nerv. q. solaio 3,50x3825	=	13.400 "
" " soffitto 2370	=	8.300 "
		<hr/>
		23.130 kg.

Af = 4 Ø 14; st. Ø 6/15

Ac = 30 x 30

Pilastro 13 carico q. + 1,78

Peso proprio 0,30x0,30x6,37x2500	=	1.430 kg.
Nerv. q. solaio 3,50x3035	=	10.600 "
" " soffitto e coperto 3,50x1655	=	5.800 "
		<hr/>
		17.830 kg.

Af = 4 Ø 14; st. Ø 6/15

Ac = 30 x 30

F o n d a z i o n i

Tratto A-B ( $\Delta l = 5,40$ )

Muratura 0,30x8,50x5,40x1700x0,9	=	21.100 kg.*
coperto 1,50x315x5,40	=	2.550 "
cornicione 300x5,40	=	1.620 "
		<hr/>
		25.270 kg.
fondazione 0,80x0,80x5,40x2500	=	8.650 "
		<hr/>
		33.920 kg.

33920/5000  $\approx$  7 pali

Tratto B-L ( $\Delta l = 11,30$ )

Muratura 0,30x8,50x11,30x1700x0,60	=	29.500 kg.
solai 2x2,40x785x11,30	=	42.500 "
soffitto 2,40x190x11,30	=	5.150 "
coperto 2,40x315x11,30	=	8.500 "
cornicione 11,30x300	=	3.380 "
		<hr/>
		89.030 kg.
fondazione 0,80x0,80x11,30x2500	=	18.100 "
		<hr/>
		107.130 kg.

107130/5000  $\approx$  22 pali

Tratto L-I ( $\Delta l = 16,50$ )

Muratura laterale 0,30x(2,15+3,65)x8,50x1700		25.000 kg.
Pilastri 1-2 e appoggi muro 3x14930	=	44.500 "
solai sulla muratura 2x1,50x(2,15+3,65)x785		13.700 "
soffitto sulla muratura 1,50x(2,15+3,65)x190		1.650 "
coperto 1,50x(2,15+3,65)x315	=	2.750 "
cornicione (2,15+3,65)x300	=	1.740 "
		<hr/>

da riportare 89.340 kg.

	riporto	89.340 kg.
solaio p.t. tratto pilastri 1,50x10,80x785		12.700 "
Muratura a p.t. tratto pilastri		
0,30x10,80x2,00x1700		11.000 "
		<hr/> 113.040 kg.
fondazione 0,80x0,80x16,50x2500	=	26.400 "
		<hr/> 139.440 kg.

139440/5000  $\approx$  28 pali

Tratto C-I ( $\Delta l = 11,30$ )

Peso muratura 0,30x8,50x11,30x1700x0,60		29.400 kg.
solaio p.t. 1/2x3,50x785x11,30	=	15.500 "
Nerv. m-9 q. 2° solaio 3750x1,75	=	6.550 "
Idem soffitto 1105x1,75	=	1.940 "
Nerv. m-10 q. 2° solaio 4040x1,75	=	7.060 "
Idem al soffitto 1170x1,75	=	2.050 "
Nerv. 13-C q. 2° solaio 3035x1,75/2	=	2.650 "
Idem al soffitto-coperto 1655x1,75/2	=	1.450 "
cornicione 11,30x300	=	3.400 "
		<hr/> 70.000 kg.
fondazione 0,80x0,80x11,30x2500	=	18.100 "
		<hr/> 88.100 kg.

88100/5000  $\approx$  18 pali

Tratto G-C ( $\Delta l = 7,30$  ml.)

Muratura laterale 0,30x1,80x8,50x1700	=	7.800 kg.
pilastro 13 e appoggi sul muro 2x17830	=	35.660 "
muro al p.t. 0,30x2,00x7,30x1700	=	7.450 "
		<hr/> 50.910 kg.
fondazione 0,80x0,80x7,30x2500	=	11.640 "
		<hr/> 62.550 kg.

62550/5000  $\approx$  13 pali



Tratto G-D ( $\Delta l = 7,30$ )

muratura 0,30x7,30x8,50x1700	=	31.600 kg.
solaio piano terra 1,75x7,85x7,30	=	9.900 "
coperto 3,00x3,15x7,30	=	6.900 "
cornicione 300x7,30	=	2.190 "
		<hr/>
		50.590 kg.
fondazione 0,80x0,80x7,30x2500	=	11.640 "
		<hr/>
		62.230 kg.

n° 13 pali

Tratto D-E ( $\Delta l = 20,90$ )

muratura laterale 0,30x6,30x8,50x1700	=	27.300 kg.
coperto sulla muratura 6,30x3,00x315	=	5.950 "
cornicione 6,30x300	=	1.850 "
pilastrini 11-11bis-12-12bis 4x23130	=	92.100 "
muratura al p.t. 20,90x0,30x2,00x1700	=	21.250 "
		<hr/>
		148.450 kg.
fondazione 0,80x0,80x20,90x2500	=	33.500 "
		<hr/>
		181.950 kg.

181950/5000  $\approx$  37 pali

Tratto E-F ( $\Delta l = 36,50$ )

muratura 0,30x36,50x2,00x1700	=	37.200 kg.
solaio p.t. 3,00x36,50x785	=	86.000 "
pilastrini 3-4 ecc. 10x22430	=	224.430 "
		<hr/>
		347.730 kg.
fondazione 0,80x0,80x36,50x2500	=	58.500 "
		<hr/>
		406.230 kg.

406.230/5000  $\approx$  82 pali

Tratto G-H ( $\Delta l = 20,90$ )

muratura 0,30x20,90x8,50x1700x0,90	=	81.000 kg.
solaio p.t. 1,75x785x20,90	=	28.600 "
solaio 1° piano 3,50x785x20,90	=	57.200 "
soffitto 3,50x230x20,90	=	16.800 "
coperto 7,00x315x20,90	=	46.000 "
campata m-9 q. solaio	=	6.550 "
" " " soffitto	=	1.940 "
campata m-10 q. solaio	=	7.060 "
" " " soffitto	=	2.050 "
campata 13-C q. solaio	=	2.650 "
" " " soffitto	=	1.450 "
		<hr/>
		251.300 kg.
fondazione 0,80x0,80x20,90x2500	=	33.500 "
		<hr/>
		284.800 kg.

284800/5000  $\approx$  57 pali

Tratto N-0 ( $\Delta l = 29,00$ )

muratura 0,30x9,00x29,00x1700	=	133.000 kg.
solai 2x(3,00+1,50)x785x29,00	=	204.000 "
soffitto (3,00+1,50)x190x29,00	=	25.000 "
coperto (3,00+1,50)x315x29,00	=	41.000 "
		<hr/>
		403.000 kg.
fondazione 0,80x0,80x29,00x2500	=	46.500 "
		<hr/>
		449.500 kg.

449500/5000  $\approx$  90 pali

Tratto 11bis-m ( $\Delta l = 7,00$ )

muratura 0,30x8,50x7,00x1700	=	30.500 kg.
solaio p.t. 3,65x785x7,00	=	20.100 "
		<hr/>
		50.600 kg.
fondazione 0,60x0,60x7,00x2500	=	6.400 "
		<hr/>
		57.000 kg.

$57000/5000 \approx 12$  pali

Tratti m-5bis  $\equiv$  m-4bis  $\equiv$  m-3bis ( $\Delta l = 6,00$ )

muratura 0,30x8,50x6,00x1700	=	26.000 kg.
solaio p.t. 3,50x785x6,00	=	16.400 "
fondazione 0,60x0,60x6,00x2500	=	5.400 "
		<hr/>
		47.800 kg.

$47800/5000 \approx 10$  pali

Plinto 8

carico alla base pilastro	=	18.430 kg.
solaio sul plinto 1,50x4,80x785	=	5.650 "
plinto 1,50x1,50x0,80x2500	=	4.500 "
		<hr/>
		28.580 kg.

$28580/5000 \approx 6$  pali

Plinti 10-9

n° 6 pali

Tratti di fondazione col solo solaio del p.t. ( $\Delta l = 1,00$ )

Muratura 0,30x0,50x1x1700	=	255 kg.
solaio 4,43x785x1	=	3.470 "
fondazione 0,60x0,60x1x2500	=	900 "
		<hr/>
		4.625 kg.

n° 1 palo ogni ml. 1

Tratto A-M (2° lotto) ( $\Delta l = 11,30$ )

Tratto A-2bis-5-8 (1° lotto)

Muratura 0,30x11,30x11,00x1700	=	64.000 kg.
solaio p.t. e 1° piano 2x2,40x785x11,30	=	42.500 "
soffitto 2,40x190x11,30	=	5.150 "

Coperto 2,40x315x11,30	=	8.500 kg.
cornicione 11,30x500	=	5.650 "
pilastri 2bis-5-8 2,5x28500	=	71.200 "
		<hr/>
		197.000 kg.
fondazione 11,30x1,00x0,80x2500	=	22.600 "
		<hr/>
		219.600 kg.

$219600/5000 \approx 44$  pali

Tratto M-O-F (2° lotto)

Tratto 8-11bis-13bis (1° lotto) ( $\Delta 1 = 9,60$ )

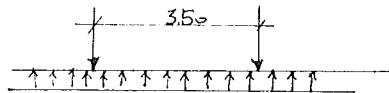
Muratura 0,30x9,60x11,00x1700	=	54.000 kg.
cornicione 9,60x500	=	4.800 "
coperto 4,60x3,50x315	=	5.080 "
pilastro 8 1/2x28500	=	14.250 "
" 11bis	=	28.500 "
" 13bis	=	21.500 "
		<hr/>
		128.130 kg.
fondazione 9,60x1,00x0,80x2500	=	19.170 "
		<hr/>
		147.300 kg.

$147300/5000 \approx 30$  pali

Calcolo delle armature

1) Caso generico con nervatura sui pali e pilastri

Tratto P-3-3bis-----E



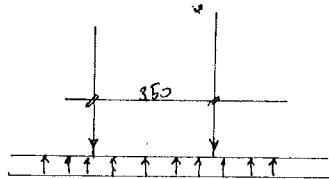
$$Q = 8 \times 5000 = 40000 \text{ kg.}$$

$$M = 1/12 \times 40000 \times 3,50 = 11700 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/90; \quad r = 0,570; \quad K_c/K_f = 38/1800$$

$$A_f = 1170000 / 0,9 \times 65 \times 1800 = 11,10 \text{ cmq.}$$

Tratto D-11-11bis-----E



$$Q = 7 \times 5000 = 35000 \text{ kg.}$$

$$M = 1/12 \times 35000 \times 3,50 = 10200 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/90;$$

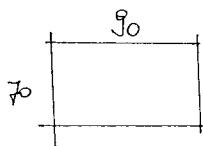
$$A_f = 1020000 / 0,9 \times 65 \times 1800 = 9,70 \text{ cmq.}$$

Tratto m-1-2-m

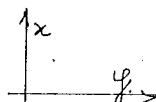
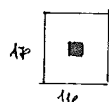
Idem tratto D-11-11bis

2) Caso generico con nervatura sui pali e muratura piena continua

tipo a



3) Plinti a 6 pali



$$M_x = 1/2 \times 2 \times 5000 \times 0,60 = 3000 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/110; \quad r = 1,25$$

$$Af = 300000/0,9 \times 65 \times 1800 = 2,85 \text{ cmq.}$$

$$M_y = 1/2 \times 3 \times 5000 \times 0,30 = 2250 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/170;$$

$$Af = 225000/0,9 \times 65 \times 1800 = 2,15 \text{ cmq.}$$



COMUNE DI COMACCHIO

Opere di Edilizia Scolastica

Lavori per la costruzione dell'Edificio scolastico Elementare di Comacchio Centro Sud  
2° LOTTO

IMPRESA: Silvestroni Marino & F.lli

S. Pancrazio di Russi (Ravenna)

CALCOLI DI STABILITA'

VISTA la distribuzione delle  
Solaio del piano terra, strutture progettate dal calcolatore dell'Impresa,  
**SI APPROVA** per la rispondenza delle medesime con il progetto di contratto.

IL DIRETTORE DEI LAVORI

**L'INGEGNERE CAPO**  
**DIRETTORE DEI LAVORI**  
(Dott. Ing. Carlo DURANTI)  
F.lio dr. ing. CARLO DURANTI

ORDINE DEGLI INGEGNERI	
Provincia di Ravenna	
Dott. Ing. Silvestroni Ennio	N.177

**L'INGEGNERE CAPO**  
**DIRETTORE DEI LAVORI**  
(Dott. Ing. Carlo DURANTI)

SOLAIO P. TERRA

Il solaio è previsto in travetti tipo Varese H 20

Tavelloni di cm. 6

Soletta in c.a. dello spessore di cm. 4

Sovraccarico 400 kg/mq .

Interasse dei travetti: parte di cm. 77 e parte di cm. 87.

Interasse di cm. 77

Carico per ml. di travetto

Peso proprio travetto	30 kg/ml.
tavelloni	25 "
pavimento 100x0,77	77 "
.. soletta 0,04x2500x0,77	77 "
sovraccarico 400x0,77	310 "

$$q = 519 \text{ kg/ml.}$$

Luce di ml. 4,20

$$M = QL/8 \quad Q = 2180 \text{ kg.}$$

H = 25 cm. h = 23 cm. b = 77 cm. Kc = 40 kg/cmq. Kf = 2200 kg/cmq.  
Af = 2,48 cmq. Si arma con 2 Ø 10 + 1 Ø 11 di Af = 2,52 cmq.

Luce di ml. 4,14

$$M = Ql/8 \quad M = 2152 \text{ kg.}$$

H=25 cm. h=23 cm. b=77 cm. Kc=39 kg/cmq. Kf=2200 kg/cmq.  
Af = 2,32 cmq. Si arma con 3 Ø 10 di Af = 2,36 cmq.

Luce di ml. 4,95

$$M = Ql/8 \quad Q = 2570 \text{ kg.}$$

H=25 cm. h=23 cm. b=77 cm. Kc=45 kg/cmq. Kf=2200 kg/cmq.  
Af = 3,20 cmq. Si arma con 2 Ø 12 + 1 Ø 11 di Af = 3,21 cmq.

Luce di ml. 3,35

$$M = Ql/8 \quad Q = 1740 \text{ kg.}$$

$$H=25 \text{ cm. } h=23 \text{ cm. } b=77 \text{ cm. } Kc=30 \text{ kg/cmq. } Kf=2200 \text{ kg/cmq.}$$

$$Af = 1,58 \text{ cmq. Si arma con } 2 \varnothing 8 + 1 \varnothing 9 \text{ di } Af = 1,95 \text{ cmq.}$$

Luce di ml. 5,50

$$M = Ql/8 \quad Q = 2860 \text{ kg.}$$

$$H=25 \text{ cm. } h=23 \text{ cm. } b=77 \text{ cm. } Kc=54 \text{ kg/cmq. } Kf=2200 \text{ kg/cmq.}$$

$$Af = 4,50 \text{ cmq. Si arma con } 3 \varnothing 14 \text{ di } Af = 4,62 \text{ cmq.}$$

Luce di ml. 5,10

$$M = 11/8 \quad Q = 2650 \text{ kg.}$$

$$H=25 \text{ cm. } h=23 \text{ cm. } b=77 \text{ cm. } Kc=50 \text{ kg/cmq. } Kf=2200 \text{ kg/cmq.}$$

$$Af = 3,70 \text{ cmq. Si arma con } 2 \varnothing 12 + 1 \varnothing 14 \text{ di } Af = 3,83 \text{ cmq.}$$

Interasse travetti cm. 87

Carico per ml. di travetto

Peso proprio travetto	30 kg/ml.
tavellone	25 "
pavimento 100x0,87	87 "
soletta di cm. 4 2500x0,04x0,87	87 "
sovraccarico 400x0,87	348 "
<hr/>	
q =	577 kg/ml.

Luce di ml. 3,35

$$\text{Mezzeria } M = Ql/8 \quad Q = 1933 \text{ kg.}$$

$$H=25 \text{ cm. } h=23 \text{ cm. } b=87 \text{ cm. } Kc=32 \text{ kg/cmq. } Kf=2200 \text{ kg/cmq.}$$

$$Af=1,82 \text{ cmq. Si arma con } 3 \varnothing 9 \text{ di } Af = 1,91 \text{ cmq.}$$

Luce di ml. 3,00

$$\text{Mezzeria } M = Ql/8 \quad Q = 1730 \text{ kg.}$$

$$H=25 \text{ cm. } h=23 \text{ cm. } b=87 \text{ cm. } Kc=27 \text{ kg/cmq. } Kf=2200 \text{ kg/cmq.}$$

$$Af = 1,40 \text{ cmq. Si arma con } 2 \varnothing 7 + 1 \varnothing 9 \text{ di } Af = 1,41 \text{ cmq.}$$

Luce di ml. 3,80

Mezzaria  $M = Ql/8$   $Q = 2190 \text{ kg.}$

$H=25 \text{ cm.}$   $h=23 \text{ cm.}$   $b=87 \text{ cm.}$   $Kc=36 \text{ kg/cmq.}$   $Kf=2200 \text{ kg/cmq.}$

$Af = 2,33 \text{ cmq.}$  Si arma con 3  $\emptyset 10$  di  $Af = 3,36 \text{ cmq.}$

*Cocatore*

COMUNE DI COMACCHIO

Opere di Edilizia Scolastica

Lavori per la costruzione dell'Edificio scolastico Elementare di Comacchio Centro Sud  
2° LOTTO

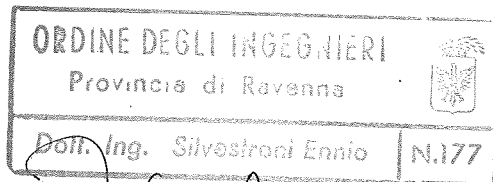
IMPRESA: Silvestroni Marino & F.lli

S. Pancrazio di Russi (Ravenna)

VISTA la distribuzione delle  
strutture progettate dal Cal-  
colatore dell'Impresa,  
**SI APPROVA** per la rispo-  
nsabilità delle medesime con il  
progetto di contratto.

Fas. 1bis - Fondazione

IL DIRETTORE DEI LAVORI



**VISTO** per la revisione  
ultimata il 17/12/20

L'INGEGNERE CAPO  
DIRETTORE DEI LAVORI  
(Dott. Ing. Carlo DURA.  
F.to dr. ing. CARLO DURAN

F O N D A Z I O N I

a) Palificata

Tratto A-B ( $\Delta l = 5,40$ )

Muratura 0,30x8,50x5,40x1700x0,9	=	21.100 kg.
coperto 1,50x315x5,40	=	2.550 "
cornicione 300x5,40	=	1.620 "
		<hr/>
		25.270 kg.
fondazione 0,80x0,80x5,40x2500	=	8.650 "
		<hr/>
		33.920 kg.

33920/3000 = 11 pali

Tratto B-L ( $\Delta l = 11,30$ )

Muratura 0,30x8,50x11,30x1700x0,60	=	29.500 kg.
solai 2x2,40x785x11,30	=	42.500 "
soffitto 2,40x190x11,30	=	5.150 "
coperto 2,40x315x11,30	=	8.500 "
cornicione 11,30x300	=	3.380 "
		<hr/>
		89.030 kg.
fondazione 0,80x0,80x11,30x2500	=	18.100 "
		<hr/>
		107.130 kg.

107130/3000 = 36 pali

Tratto L-I ( $\Delta L = 16,50$ )

Muratura laterale 0,30x(2,15+3,65)x8,50x1700	=	25.000 kg.
pilastri 1-2 e appoggi muro 3x14930	=	44.500 "
solai sulla muratura 2x1,50x(2,15+3,65)x785	=	13.700 "
soffitto sulla muratura 1,50x(2,15+3,65)x190	=	1.650 "
coperto 1,50x(2,15+3,65)x315	=	2.750 "
cornicione (2,15+3,65)x300	=	1.740 "
		<hr/>

da riportare

89.340 kg.



	riporto		89.340 kg.
solaio p.t. tratto pilastri 1,50x10,80x785	=	12.700 "	
Muratura a p.t. tratto pilastri 0,30x10,80x2,00x1700	=	11.000 "	
			113.040 kg.
fondazione 0,80x0,80x16,50x2500	=	26.400 "	
			139.440 kg.

139440/3000 = 47 pali

Tratto C-I (  $\Delta l = 11,30$  )

Peso muratura 0,30x8,50x11,30x1700x0,60	=	29.400 kg.	
solaio p.t. 1/2x3,50x785x11,30	=	15.500 "	
Nerv. m-9 q. 2° solaio 3750x1,75	=	6.550 "	
Idem soffitto 1105x1,75	=	1.940 "	
Nerv. m-10 q. 2° solaio 4040x1,75	=	7.060 "	
Idem al soffitto 1170x1,75	=	2.050 "	
Nerv. 13-C q. 2° solaio 3035x1,75/2	=	2.650 "	
Idem al soffitto-coperto 1655x1,75/2	=	1.450 "	
cornicione 11,30x300	=	3.400 "	
			70.000 kg.
fondazione 0,80x0,80x11,30x2500	=	18.100 "	
			88.100 kg.

88100/3000 = 30 pali

Tratto G-C (  $\Delta l = 7,30$  ml. )

Muratura laterale 0,30x1,80x8,50x1700	=	7.800 kg.	
pilastro 13 e appoggi sul muro 2x17830	=	35.660 "	
muro al p.t. 0,30x2,00x7,30x1700	=	7.450 "	
			50.910 kg.
fondazione 0,80x0,80x7,30x2500	=	11.640 "	
			62.550 kg.

62550/3000 = 21 pali.

Tratto G-D ( $\Delta 1 = 7,30$ )

Muratura 0,30x7,30x8,50x1700	=	31.600 kg.
solaio piano terra 1,75x7,85x7,30	=	9.900 "
coperto 3,00x3,15x7,30	=	6.900 "
cornicione 300x7,30	=	2.190 "

---

50.590 kg.

fondazione 0,80x0,80x7,30x2500	=	11.640 "
--------------------------------	---	----------

---

62.230 kg.

n° 21 pali

Tratto D-E ( $\Delta 1 = 20,90$ )

Muratura laterale 0,30x6,30x8,50x1700	=	27.300 kg.
coperta sulla muratura 6,30x3,00x315	=	5.950 "
cornicione 6,30x300	=	1.850 "
pilastrini 11-11bis-12-12bis 4x23130	=	92.100 "
muratura al p;t. 20,90x0,30x2,00x1700	=	21.250 "

---

148.450 kg.

fondazione 0,80x0,80x20,90x2500	=	33.500 "
---------------------------------	---	----------

---

181.950 kg.

181950/3000 = 61 pali

Tratto E-F ( $\Delta 1 = 36,50$ )

muratura 0,30x36,50x2,00x1700	=	37.200 kg.
solaio p.t. 3,00x36,50x785	=	86.000 "
pilastrini 3-4 ecc. 10x22430	=	224.430 "

---

347.730 kg.

fondazione 0,80x0,80x36,50x2500	=	58.500 "
---------------------------------	---	----------

---

406.230 kg.

406230/3000 = 136 pali

Tratto G-H ( $\Delta l = 20,90$ )

Muratura 0,30x20,90x8,50x1700x0,90	=	81.000 kg.
solaio p.t. 1,75x785x20,90	=	28.600 "
solaio 1° piano 3,50x785x20,90	=	57.200 "
soffitto 3,50x230x20,90	=	16.800 "
coperto 7,00x315x20,90	=	46.000 "
campata m-9 q. solaio	=	6.550 "
" " " soffitto	=	1.940 "
campata m-10 q. solaio	=	7.060 "
" " " soffitto	=	2.050 "
campata 13-C q. solaio	=	2.650 "
" " " soffitto	=	1.450 "

---

251.300 kg.

fondazione 0,80x0,80x20,90x2500	=	33.500 "
---------------------------------	---	----------

---

284.800 kg.

284800/3000 = 95 pali

Tratto N-0 ( $\Delta l = 29,00$ )

Muratura 0,30x9,00x29,00x1700	=	133.000 kg.
solai 2x(3,00+1,50)x785x29,00	=	204.000 "
soffitto (3,00+1,50)x190x29,00	=	25.000 "
coperto (3,00+1,50)x315x29,00	=	41.000 "

---

403.000 kg.

fondazione 0,80x0,80x29,00x2500	=	46.500 "
---------------------------------	---	----------

---

449.500 kg.

449500/3000 = 148 pali

Tratto 11bis-m ( $\Delta l = 7,00$ )

muratura 0,30x8,50x7,00x1700	=	30.500 kg.
solaio p.t. 3,65x785x7,00	=	20.100 "

---

50.600 kg.

fondazione 0,60x0,60x7,00x2500	=	6.400 "
--------------------------------	---	---------

---

57.000 kg.

57000/3000 = 19 pali

Tratti m-5bis = m4bis = m-3bis ( $\Delta l = 6,00$ )

muratura 0,30x8,50x6,00x1700	=	26.000 kg.
solaio p.t. 3,50x785x6,00	=	16.400 "
fondazione 0,60x0,60x6,00x2500	=	5.400 "
		<hr/>
		47.800 kg.

47800/3000 = 16 pali

Plinto 8

carico alla base pilastro	=	18.430 kg.
solaio sul plinto 1,50x4,80x785	=	5.650 "
plinto 1,50x1,50x0,80x2500	=	4.500 "
		<hr/>
		28.580 kg.

58580/3000 = 10 pali

Plinti 10-9

n° 10 pali

Tratti di fondazione col solo solaio del p.t. ( $\Delta l = 1,00$ )

Muratura 0,30x0,50x1x1700	=	255 kg.
solaio 4,43x785x1	=	3.470 "
fondazione 0,60x0,60x1x2500	=	900 "
		<hr/>
		4.625 kg.

n° 1 palo ogni ml. 0,65

Tratto A-M (2° lotto) ( $\Delta l = 11,30$ )

Tratto A-2bis-5-8 (1° lotto)

Muratura 0,30x11,30x11,00x1700	=	64.000 kg.
solaio p.t. e 1° piano 2x2,40x785x11,30	=	42.500 "
soffitto 2,40x190x11,30	=	5.150 "

Coperto	=	8.500 kg.
cornicione 11,30x500	=	5.650 "
pilastrini 2bis-5,8      2,5x28500	=	71.200 "
		<hr/>
		197.000 kg.
fondazione 11,30x1,00x0,80x2500	=	22.600 "
		<hr/>
		219.600 kg.

$$219600/3000 = 73 \text{ pali}$$

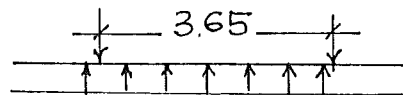
Tratto M-O-F (2° lotto)  
Tratto 8-11bis-13bis (1° lotto) ( $\Delta l = 9,60$ )

Muratura 0,30x9,60x11,00x1700	=	54.000 kg.
cornicione 9,60x500	=	4.800 "
coperto 4,60x3,50x315	=	5.080 "
pilastrino 8      1/2x28500	=	14.250 "
"      11bis	=	28.500 "
"      13bis	=	21.500 "
		<hr/>
		128.130 kg.
fondazione 9,60x1,00x0,80x2500	=	19.170 "
		<hr/>
		147.300 kg.

$$147300/3000 = 49 \text{ pali}$$

## B) CALCOLO DELLE ARMATURE DELLE TRAVI DI FONDAZIONE

Tratto F-3-3bis-----E



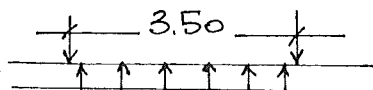
$$Q = 14 \times 3000 = 42000 \text{ kg.}$$

$$M = 1/12 \times 42000 \times 3,65 = 12800 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/140; \quad r = 0,682; \quad Kc/Kf = 31/1800$$

$$Af = 1280000/0,9 \times 65 \times 1800 = 12,20 \text{ cmq.}$$

Tratto D-11-11bis



$$Q = 12 \times 3000 = 36000 \text{ kg.}$$

$$M = 1/12 \times 36000 \times 3,50 = 10500 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/130;$$

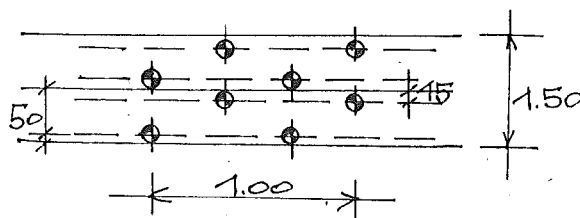
$$A_f = 1050000/0,9 \times 65 \times 1800 = 10,00 \text{ cmq.}$$

Tratto m-1-2-m

Idem tratto D-11-11bis

C) VERIFICA DELL'ARMATURA A SBALZO (staffe)

Tratto 0-N



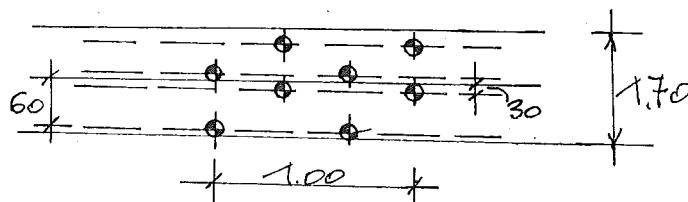
$$M = 1,5 \times 3000 \times 0,15 + 1,5 \times 3000 \times 0,50 = 675 + 2250 = 2925 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/100; \quad r = 1,20; \quad K_c/K_f = 18/1800$$

$$A_f = 292500/0,9 \times 65 \times 1800 = 2,80 \text{ cmq/ml.}$$

Armiamo con staffe  $\varnothing 10/25''$

Tratto A-M



$$M = 1,5 \times 3000 \times 0,30 + 1,5 \times 3000 \times 0,60 = 1350 + 2700 = 4050 \text{ kgm.}$$

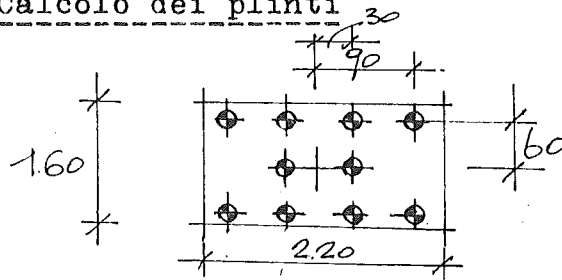
$$h/b = 65/100; \quad r = 1,03; \quad K_c/K_f = 20/1800$$

$$A_f = 405000/0,9 \times 65 \times 1800 = 3,85 \text{ cmq/ml.}$$

Armiamo con staffe  $\varnothing 12/25$



Calcolo dei plinti



$$M_x = 4 \times 3000 \times 0,60 = 7200 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/220 \quad r = 1,14; \quad Kc/Kf = 19/1800$$

$$A_f = 720000 / 0,9 \times 65 \times 1800 = 6,85 \text{ cmq.}$$

$$M_y = 3 \times 3000 \times 0,30 + 2 \times 3000 \times 0,90 = 2700 + 5400 = 8100 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 65/160; \quad r = 0,915; \quad Kc/Kf = 27/1800$$

$$A_f = 810000 / 0,9 \times 65 \times 1800 = 7,70 \text{ cmq.}$$

COMUNE DI COMACCHIO

Opere di Edilizia Scolastica

Lavori per la costruzione dell'Edifi-  
cio Scolastico Elementare di Comacchio  
Centro Sud

2° LOTTO

IMPRESA: Silvestroni Marino & F.lli

S. Pancrazio di Russi (Ravenna)

CALCOLI DI STABILITA'

Fasc. 2 - Strutture in elevazione



VISTA la distribuzione delle  
strutture progettate dal Cal-  
colatore dell'Impresa,  
**SI APPROVA** per la rispon-  
denza delle medesime con il  
progetto di contratto.

IL DIRETTORE DEI LAVORI

L'INGEGNERE CAPO  
DIRETTORE DEI LAVORI  
(Dott. Ing. Carlo DURANTI)  
F.to dr. ing. CARLO DURANTI

1) Solaio piano terra (volterrane H.14+3; B.40)

Luce ml. 5,10

$$M = 1/12 \times 785 \times 5,10^2 \times 1,05 = 1780 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 15,5/100; \quad r = 0,367; \quad Kc/Kf = 63/1800$$

$$Af = 178000 \times 0,4/0,9 \times 15,5 \times 1800 = 2,84 \text{ cmq./40"}$$

Luce ml. 3,35

$$M = 1/12 \times 785 \times 3,35^2 \times 1,05 = 770 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 15,5/100$$

$$Af = 77000 \times 0,4/0,9 \times 15,5 \times 1800 = 1,23 \text{ cmq./40"}$$

Luce ml. 3,00

$$M = 1/12 \times 785 \times 3,00^2 \times 1,05 = 620 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 15,5/100;$$

$$Af = 62000 \times 0,4/0,9 \times 15,5 \times 1800 = 0,99 \text{ cmq./40"}$$

2) Solaio al 1° piano (volterrane H.20+3; B.40)

Luce ml. 7,00

$$M = 1/11 \times 785 \times 7,00^2 \times 1,05 = 3670 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 21,5/100; \quad r = 0,357; \quad Kc/Kf = 65/1800$$

$$Af = 367000 \times 0,4/0,9 \times 21,5 \times 1800 = 4,20 \text{ cmq./40"}$$

Luce ml. 6,00 (volterrane H.18+3; B.40)

$$M = 1/12 \times 785 \times 6,00^2 \times 1,05 = 2490 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 19,5/100; \quad r = 0,39; \quad Kc/Kf = 59/1600$$

$$Af = 249000 \times 0,4/0,9 \times 19,5 \times 1800 = 3,15 \text{ cmq./40"}$$

Luce ml. 4,70 - 4,50

$$M = 1/12 \times 785 \times 4,70^2 \times 1,05 = 1510 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 19,5/100;$$

$$Af = 151000 \times 0,4/0,9 \times 19,5 \times 1800 = 1,91 \text{ cmq./40"}$$

Luce ml. 5,10

$$M = 1/12 \times 785 \times 5,10^2 \times 1,05 = 1790 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 19,5/100;$$

$$Af = 179000 \times 0,4/0,9 \times 19,5 \times 1800 = 2,26 \text{ cmq.}/_{40''}$$

Luce ml. 3,00

$$M = 1/12 \times 785 \times 3,00^2 \times 1,05 = 620 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 19,5/100;$$

$$Af = 62000 \times 0,4/0,9 \times 19,5 \times 1800 = 0,785 \text{ cmq.}/_{40''}$$

3) Nervature al 1° piano

Nervatura F-3-4-5-6-7-F-

Campate ed incastri

$$M = 1/12 \times 3425 \times 3,65^2 = 3800 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 64/15;$$

$$r = 0,404;$$

$$Kc/Kf = 56/1800$$

$$Af = 380000/0,9 \times 64 \times 1800 = 3,67 \text{ cmq.}$$

Nervatura m-1-2-m

Campate ed incastri

$$M = 1/12 \times 2245 \times 3,65^2 = 2500 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 77/30;$$

$$Af = 250000/0,9 \times 77 \times 1800 = 2,00 \text{ cmq.}$$

Nervatura m-8-m ; m-9-m

Campate ed incastri

$$M = 1/12 \times 3780 \times 3,65^2 = 4200 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 42/30;$$

$$r = 0,356;$$

$$Kc/Kf = 65/1800$$

$$Af = 420000/0,9 \times 42 \times 1800 = 6,15 \text{ cmq.}$$

Nervatura m-10-m

Campate

$$M = 1/12 \times 4040 \times 3,65^2 = 4500 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 42/50; \quad r = 0,443; \quad Kc/Kf = 50/1800$$

$$Af = 450000/0,9 \times 42 \times 1800 = 6,60 \text{ cmq.}$$

Incastro 10

$$M = 4500 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 42/30; \quad r = 0,342; \quad Kc/Kf = 64/1800$$

$$Af = 0,4 \text{ Af} = 6,60 \text{ cmq.}$$

Nervatura D-11-11bis-12-12bis

Campate ed incastri

$$M = 1/12 \times 3825 \times 3,65^2 = 4250 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 64/15; \quad r = 0,38; \quad Kc/Kf = 60/1800$$

$$Af = 425000/0,9 \times 64 \times 1800 = 4,10 \text{ cmq.}$$

Nervatura G-13-C

Campata e incastro

$$M = 1/12 \times 3035 \times 3,65^2 = 3375 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 77/30;$$

$$Af = 337500/0,9 \times 77 \times 1800 = 2,70 \text{ cmq.}$$

Nervatura C-C'

Peso proprio	0,30x0,81x1,00x2500	=	610 kg/ml.
"	0,15x0,40x1,00x2500	=	150 "
aderenza solaio		=	785 "
muratura	1,20x0,30x1700x1,00	=	610 "

2.155 kg/ml.

$$M = 1/12 \times 2155 \times 4,95^2 = 4410 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 77/30;$$

$$Af = 441000/0,9 \times 77 \times 1800 = 3,55 \text{ cmq.}$$

#### 4) Soffitto

Luce ml. 7,00 (volterrane H.14; B.40)

$$M = 1/10 \times 230 \times 7,00^2 \times 1,05 = 1125 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 12,5/100; \quad r = 0,372; \quad Kc/Kf = 62/1800$$

$$Af = 112500 \times 0,40/0,9 \times 12,5 \times 1800 = 2,23 \text{ cmq/40"}$$

Luce ml. 6,00 (volterrane H.14; B.40)

$$M = 1/12 \times 230 \times 6,00^2 \times 1,05 = 725 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 12,5/100; \quad r = 0,460; \quad Kc/Kf = 48/1800$$

$$Af = 86500 \times 0,40/0,9 \times 12,5 \times 1800 = 1,70 \text{ cmq/40"}$$

Luce ml. 4,70 - 4,50

$$M = 1/12 \times 230 \times 4,70^2 \times 1,05 = 445 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 12,5/100; \quad r = 0,594; \quad Kc/Kf = 36/1800$$

$$Af = 44500 \times 0,4/0,9 \times 12,5 \times 1800 = 0,88 \text{ cmq./40"}$$

Luce ml. 5,10

$$M = 1/12 \times 230 \times 5,10^2 \times 1,05 = 525 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 12,5/100; \quad r = 0,545; \quad Kc/Kf =$$

$$Af = 52500 \times 0,4/0,9 \times 12,5 \times 1800 = 1,03 \text{ cmq/40"}$$

Luce ml. 3,00

$$M = 1/12 \times 230 \times (3,00)^2 \times 1,05 = 180 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 12,5/100;$$

$$Af = 18000 \times 0,4/0,9 \times 12,5 \times 1800 = 0,356 \text{ cmq/40"}$$



Nervature a quota soffitto e coperto

Nervatura F-3-4-5-6-7-E

Campate e incastri

$$M = 1/12 \times 2570 \times 3,65^2 = 2850 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 37/30; \quad r = 0,38;$$

$$Af = 285000/0,9 \times 37 \times 1800 = 4,75 \text{ cmq.}$$

Nervatura m-1-2-m

Campate ed incastri

$$M = 1/12 \times 1605 \times 3,65^2 = 1785 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 96/30;$$

$$Af = 178500/0,9 \times 96 \times 1800 = 1,15 \text{ cmq.}$$

Nervatura m-8-m quota soffitto

Campata e incastro

$$M = 1/12 \times 965 \times 3,65^2 = 1070 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 32/30; \quad r = 0,532$$

$$Af = 107000/0,9 \times 32 \times 1800 = 2,06 \text{ cmq.}$$

Nervatura m-9-m quota soffitto

Campate e incastro

$$M = 1/12 \times 1105 \times 3,65^2 = 1230 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 32/30; \quad r = 0,50;$$

$$Af = 123000/0,9 \times 32 \times 1800 = 2,42 \text{ cmq.}$$

Nervatura m-10-m quota soffitto

Campata e incastro

$$M = 1/12 \times 1170 \times 3,65^2 = 1300 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 32/30; \quad r = 0,483;$$

$$Af = 130000/0,9 \times 32 \times 1800 = 2,50 \text{ cmq.}$$

Nervatura D-11-11bis-12-12bis q. soffitto-coperto

Campate e incastri

$$M = 1/12 \times 2370 \times 3,65^2 = 2650 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 37/30; \quad r = 0,395;$$

$$Af = 265000/0,9 \times 37 \times 1800 = 4,45 \text{ cmq.}$$

Nervatura G-13-C q. soffitto coperto

Campate e incastrato

$$M = 1/12 \times 1655 \times 3,65^2 = 1820 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 96/30; \quad r = 1,23;$$

$$Af = 182000/0,9 \times 96 \times 1800 = 1,06 \text{ cmq.}$$

5) Coperto

Solaio di copertura (volterrane H.16; B.40)

Luce ml. 6,00

$$M = 1/10 \times 315 \times 6,00^2 \times 1,05 = 1190 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 14,5/100; \quad r = 0,420; \quad Kc/Kf = 54/1800$$

$$Af = 119000 \times 0,4/0,9 \times 14,5 \times 1800 = 2,03 \text{ cmq.}$$

Luce ml. 5,10

$$M = 1/10 \times 315 \times 5,10^2 \times 1,05 = 855 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 14,5/100; \quad r = 0,496;$$

$$Af = 85500 \times 0,4/0,9 \times 14,5 \times 1800 = 1,45 \text{ cmq.}$$

Luce 4,50 ml.

$$M = 1/10 \times 315 \times 4,50^2 \times 1,05 = 670 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 14,5/100;$$

$$Af = 67000 \times 0,4/0,9 \times 14,5 \times 1800 = 1,15 \text{ cmq.}$$

Luce ml. 3,35

$$M = 1/12 \times 315 \times 3,35^2 \times 1,05 = 310 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 14,5/100;$$

$$Af = 31000 \times 0,4/0,9 \times 14,5 \times 1800 = 0,53 \text{ cmq.}$$

Luce ml. 3,00

1 Ø 8 d/40"

Nervature del coperto

Nervatura m-9-m; (12bis-8-m)

Peso proprio 0,30x0,40x1,00x2500	=	300 kg/ml.
----------------------------------	---	------------

coperto 4,80x315	=	1.530 "
------------------	---	---------

---

1.830 kg/ml.

Campata e incastro

$$M = 1/10 \times 1830 \times 3,65^2 = 2450 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 37/30; \quad r = 0,412; \quad Kc/Kf = 55/1800$$

$$Af = 245000/0,9 \times 37 \times 1800 = 4,07 \text{ cmq.}$$

Nervatura 12-m

Peso proprio 0,30x0,60x1,00x2500	=	450 kg/ml.
----------------------------------	---	------------

coperto 3,65x315	=	1.150 "
------------------	---	---------

---

1.600 kg/ml.

$$M = 1/8 \times 1600 \times 7,00^2 \times 1,05 = 10300 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 57/60; \quad r = 0,435; \quad Kc/Kf = 51/1800$$

$$Af = 1030000/0,9 \times 57 \times 1800 = 11,30 \text{ cmq.}$$

### Verifica al taglio

$$T = 1600 \times 3,50 = 5600 \text{ kg.}$$

$$= 5600 / 0,9 \times 30 \times 57 = 3,65 \text{ kg/cmq.}$$

### Costone C-(m-10)

$$\text{Peso proprio } 0,30 \times 0,50 \times 1,00 \times 2500 = 375 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{coperto } 2,425 \times 315 \times 1 = 760 \text{ "}$$

$$\hline 1.135 \text{ kg/ml.}$$

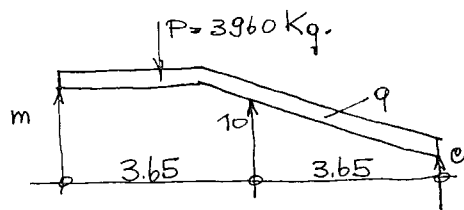
$$M = 1/9 \times 1135 \times 7,00^2 \times 1,05 = 6480 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 47/50; \quad r = 0,414; \quad K_c/K_f = 54/1800$$

$$A_f = 648000 / 0,9 \times 47 \times 1800 = 8,50 \text{ cmq.}$$

$$Rm-10 = 1135 \times 3,50 = 3960 \text{ kg.}$$

### Nervatura m-10-c'



$$\text{Peso proprio } 0,30 \times 0,40 \times 1,00 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{coperto } 4,60 \times 315 \times 1,00 = 1.450 \text{ "}$$

$$\hline 1.750 \text{ kg/ml.}$$

### Campata m-10 e incastro 10

$$M = 1/10 \times 1750 \times 3,65^2 + 3960 \times 3,65 / 5 = 2320 + 2900 = 5220 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 47/30; \quad r = 0,356; \quad K_c/K_f = 65/1800$$

$$A_f = 522000 / 0,9 \times 47 \times 1800 = 6,80 \text{ cmq.}$$

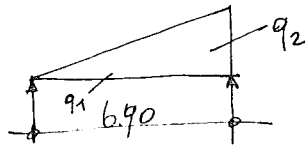
### Campata 10-C'

$$M = 1/10 \times 1750 \times 3,65^2 = 2330 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 37/30; \quad r = 0,418; \quad K_c/K_f = 54/1800$$

$$A_f = 233000 / 0,9 \times 37 \times 1800 = 3,85 \text{ cmq.}$$

Costone B-m



$$q_1 = \text{Peso proprio } 0,30 \times 0,45 \times 1,00 \times 2500 = 337 \text{ kg.}$$

$$q_2 = \text{coperto } 4,50 \times 1,00 \times 315 = 1420 \text{ kg.}$$

$$M = 1/8 \times 337 \times 6,90^2 \times 1,05 + 1/15,6 \times 1420 \times 6,90^2 \times 1,05 = 2020 + 4530 = 6550 \text{ kgm.}$$

$$h/b = 47/50; \quad r = 0,41; \quad k_c/K_f = 55/1800$$

$$A_f = 655000 / 0,9 \times 47 \times 1800 = 8,65 \text{ cmq.}$$