

# ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI MESSINA

Lavori di efficientamento energetico e miglioramento sismico delle palazzine A e B comprendenti n.12 alloggi site in Via G. Vittorio snc, Via Pasolini n.1 nel Comune di Pace del Mela (Messina)

## PROGETTO ESECUTIVO

### INTERVENTI DI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO MIGLIORAMENTO SISMICO

Tav. <b>S.1</b>	<b>RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE PALAZZINE A - B RELAZIONE DI CALCOLO</b>
--------------------	-------------------------------------------------------------------------------------

*IL PROGETTISTA:*

Ing. Alessandra Amato

*Scala:*

*Aggiornamento:*

*Data:*

Agosto 2022

*Aggiornamento:*

*Responsabile Unico del Procedimento:*

Arch. Elena Caruso

*Coordinatore del Settore Tecnico:*

Avv. Antonino Recupero

*Visti ed approvazioni:*

## INDICE

1.	PREMESSA .....	2
1.1.	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO .....	4
1.2.	INTERVENTI IN PROGETTO .....	10
1.3.	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA .....	11
1.4.	CAMPAGNA DI INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLO STATO DI FATTO.....	12
2.1	NORME DELLO STATO ITALIANO .....	22
2.2	NORMATIVA TECNICA EMESSA DA ENTI PUBBLICI .....	22
2.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	22
3	CONSIDERAZIONI SULLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E TECNICHE DEL TERRENO DI SEDIME .....	24
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E TENSIONI DI CALCOLO .....	25
5	CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO PER L'ELABORAZIONE ELETTRONICA .....	25
6	METODI DI CALCOLO .....	27
6.1	ANALISI STATICHE NON LINEARI.....	27
6.2	ANALISI PUSH-OVER.....	29
7	ANALISI DEI CARICHI.....	30
8	AZIONE SISMICA .....	33
9	MODELLO DI CALCOLO.....	45
10.	RINFORZO DEI NODI ESTERNI .....	52
11.	PRESIDIO AL RIBALTAMENTO DELLE MURATURE ESTERNE .....	72
11.	CONCLUSIONI .....	83

## 1. PREMESSA

Per incarico ricevuto dall'Istituto Autonomo Case Popolari di Messina, la sottoscritta ing. Alessandra Amato ha redatto il progetto di miglioramento sismico oggetto della presente relazione, nell'ambito dell'intervento dei "Lavori di efficientamento energetico e miglioramento sismico delle palazzine A e B comprendenti n. 12 alloggi site in Via G. Vittorio nel Comune di Pace del Mela (Città Metropolitana di Messina)".



Fig-1 – Localizzazione edificio oggetto dell'intervento

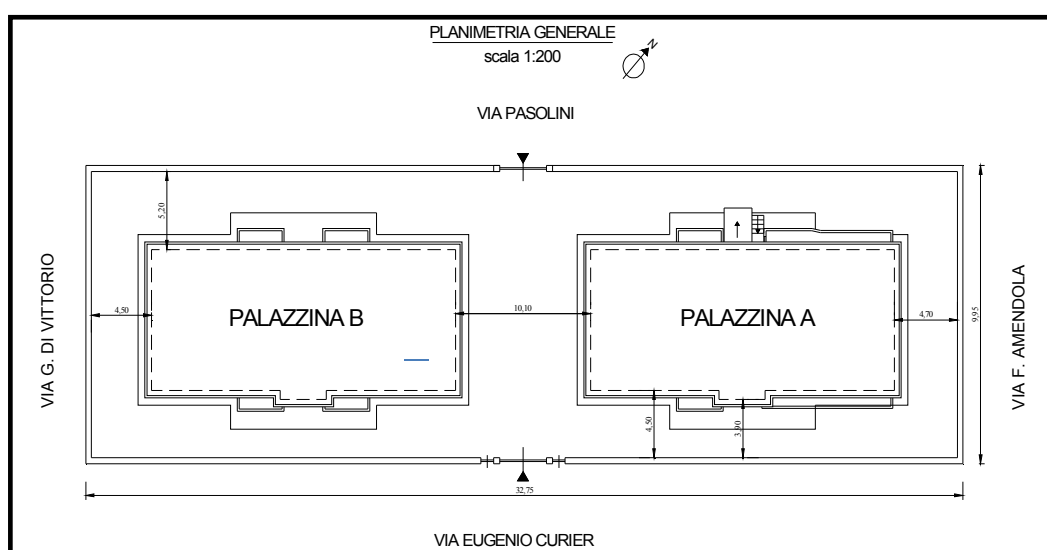


Fig-2 – Planimetria generale



Fig-3 – Edifici oggetto di intervento

La sottoscritta, conformemente al mandato conferitole dall'IACP di Messina e sulla scorta delle indicazioni contenute nel progetto di fattibilità tecnico-economica redatto dal gruppo di progettazione interno dello stesso Istituto committente, intende procedere alla progettazione degli interventi di miglioramento sismico con tecniche e procedure non invasive, che minimizzino i disagi per gli inquilini e non comportino pertanto l'esecuzione di lavori all'interno delle unità immobiliari.

L'intervento di recupero in progetto non prevede ampliamenti e/o variazione della destinazione d'uso, per cui, non ricorrendo alcuna delle condizioni previste dal punto 8.4.3. delle N.T.C. di cui al D.M. 17.01.2018, si rende possibile l'intervento di miglioramento sismico, ai sensi dell'art. 8.4. delle medesime N.T.C. 2018.



Fig. 4 – Edifici oggetto di intervento

### 1.1.DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Sulla scorta dei sopralluoghi, della documentazione di supporto fornita dall'I.A.C.P. e dell'accesso agli atti effettuato presso l'Ufficio del Genio Civile di Messina, si procede alla descrizione dello stato di fatto dei due immobili oggetto di intervento.

Le misure indicate nel seguito sono desunte dagli elaborati del progetto originario, che si intende integralmente richiamato, e confermate, ove possibile, dall'esame visivo e dai rilievi effettuati.

I due fabbricati hanno struttura portante intelaiata in conglomerato cementizio armato con telai bidirezionali e sono stati autorizzati, dal Sindaco pro tempore del Comune di Pace del Mela, con concessione edilizia n.52 del 10.11.1982 e, relativamente alla Palazzina A, con successiva autorizzazione edilizia n.46 del 03.09.1991.

Il progetto strutturale, a firma degli ingg. Ugo Salini e Edoardo Castiglia, è stato depositato presso l'Ufficio del Genio Civile di Messina in data 23.02.1983 n.1718, ai sensi dell'art. 28 della L.64/74 e della L.R. 15/82 n.135 art.8.

Con certificato redatto ai sensi della L. 05/08/1978 n. 457, il Direttore dei lavori, ing.Giovanni Villari, ha attestato:

- la conformità dei lavori al progetto autorizzato dall'Ufficio del Genio Civile di Messina;
- l'impiego di materiali di buona qualità;
- l'osservanza delle norme antisismiche di cui alla L. n. 64/74.

Il collaudo statico, attestante la conformità delle strutture al progetto e alle autorizzazioni citate, nonché la buona corretta esecuzione secondo le regole dell'arte, è stato redatto in data 02.02.1984 dall'ing. Antonino Muscato. Il collaudatore riferisce che le prove sui cubetti di calcestruzzo fatte eseguire dal Direttore dei lavori presso il laboratorio tecnologico edile dell'I.T.I.S. "Verona -Trento" di Messina hanno dato un risultato positivo. Riferisce, inoltre, di aver eseguito controlli a campione sulle sezioni e le armature e di aver effettuato una prova di carico su solaio. Tutti gli accertamenti eseguiti hanno sancito la collaudabilità dell'opera.

Con nota prot. n. 5355 del 02/04/1984 l'Ufficio del Genio Civile di Messina rilasciava il certificato ex art. 28, L. 64/74 , con cui attestava che *"i lavori in oggetto non danno luogo ad osservazioni in ordine alla Legge 2-2-1974 N. 64"*.

In data 29/10/1985 il Sindaco pro tempore del Comune di Pace del Mela rilasciava il certificato di abitabilità prot. n. 447/85.

I due edifici hanno le medesime caratteristiche geometriche, dimensionali, strutturali e distributive. L'unica differenza è dovuta all'allungamento dei balconi della palazzina A, come sopra specificato, con autorizzazione edilizia n.46 del 03.09.1991.

Nel seguito, nell'eseguire i calcoli di verifica, si farà pertanto riferimento proprio alla palazzina B. Si descrivono di seguito le principali caratteristiche dei due manufatti.

Sia la palazzina A che la palazzina B hanno forma in pianta rettangolare di dimensioni pari a ml 27,70x9,40 ciascuna, si articolano su tre elevazioni fuori terra, oltre un piano di isolamento posto inferiormente al livello stradale.

La palazzina A insiste su una superficie di circa  $213 \text{ m}^2$ , ha un volume strutturale di circa  $2.567 \text{ m}^3$  e si sviluppa su un'area rettangolare su tre elevazioni fuori terra con interpiano pari a 2,95 m (piano rialzato, piano primo piano e piano secondo). Tra il piano rialzato e il sistema di fondazioni è presente un'intercapedine. Ciascun edificio è articolato in sei appartamenti per civile abitazione (due per ciascuno dei tre piani in elevazione). La copertura è piana non praticabile.

I solai sono del tipo prefabbricato con travetti in c.a.p. e voltine di alleggerimento in laterizi forati, per uno spessore complessivo di 18 cm (14+4).

In planimetria, la struttura è articolata in 3 telai sull'asse x (lato lungo dell'edificio) e 8 telai sull'asse y (lato corto).

Le fondazioni sono del tipo rovescio a sezione rettangolare 50x120 cm su platea di spessore  $s = 25 \text{ cm}$ .

Al livello dell'intercapedine i pilastri, orientati lungo le due direzioni principali, hanno sezione rettangolare 30x70 cm, mentre le travi hanno dimensioni pari a 30x55 cm. Fanno eccezione i pilastri 10 e 13 in corrispondenza della zona d'ingresso, che, per motivi geometrici, mantengono a tutte le elevazioni una sezione di 30x90 cm.

Negli altri piani risultano modificate soltanto le dimensioni dei pilastri (con l'eccezione, come ricordato, dei pilastri 10 e 13), la cui sezione risega a 30x60 cm al primo rialzato e al primo piano e 30x50 cm al secondo piano.

Sono presenti aggetti rappresentati da balconi nei primi tre impalcati e da velette di copertura. Lo schema strutturale è pressoché simmetrico e regolare. Il rapporto tra l'altezza del manufatto e la minima dimensione in pianta è ampiamente inferiore a 3.

L'esame esterno del manufatto non evidenzia lesioni passanti o comunque di particolare rilevanza, né segni di dissesto, mentre è piuttosto evidente lo stato di degrado degli intonaci e degli elementi strutturali, che interessa ampie porzioni del fabbricato, sia in elevazione che al livello dell'intercapedine tra il piano rialzato e le fondazioni.

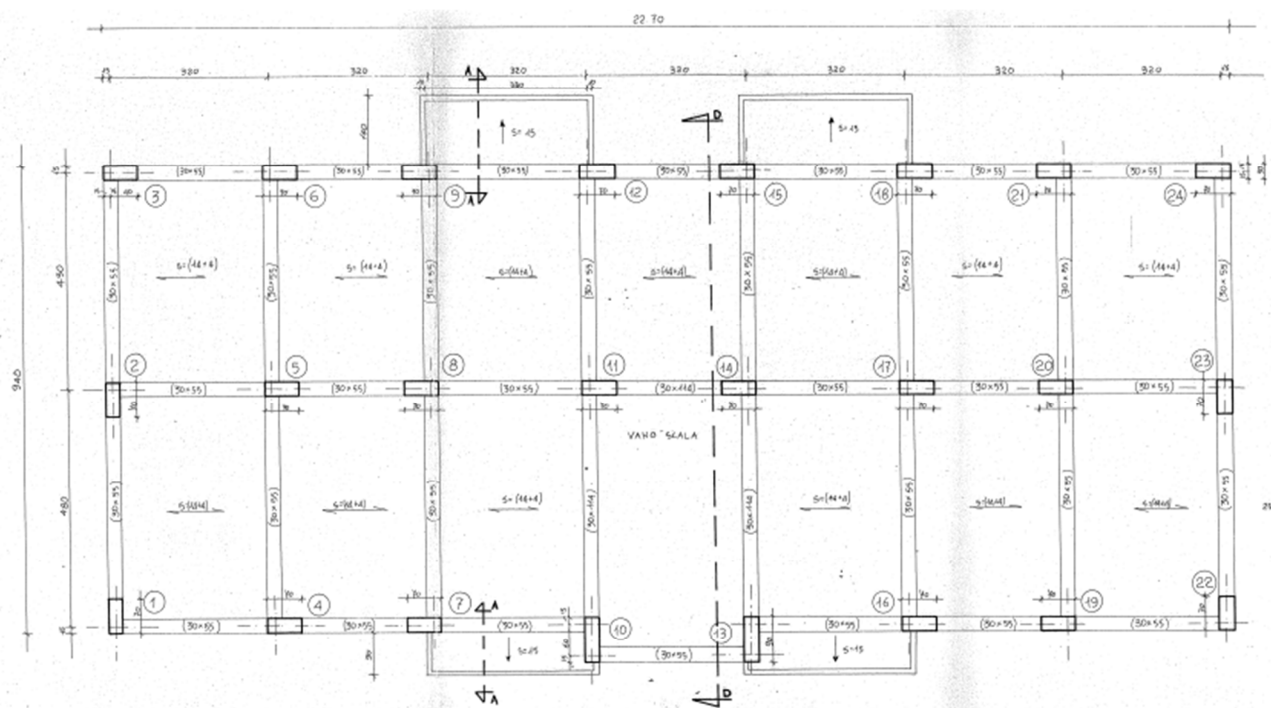


Fig-5 – Documentazione acquisita presso il Genio Civile di Messina: carpenteria a q. 1,00 (calpestio piano rialzato)

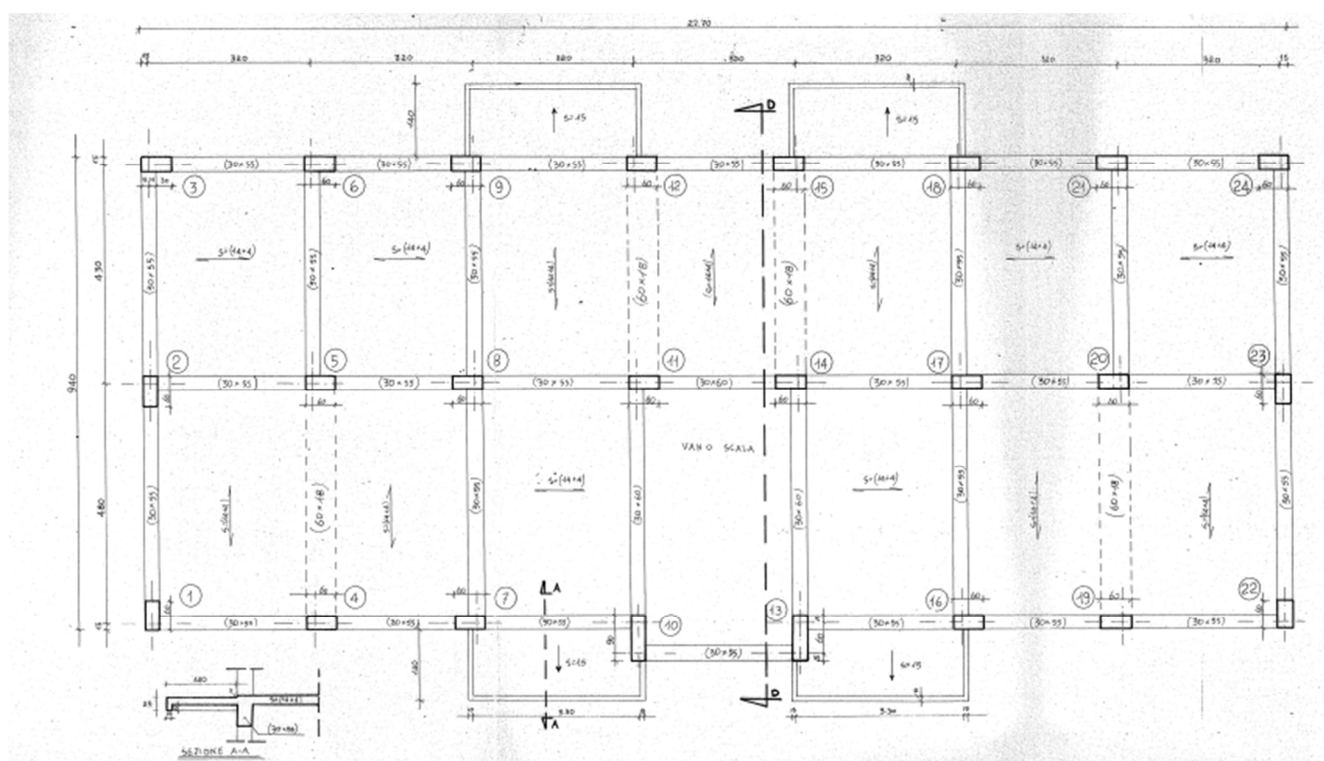


Fig-6 – Documentazione acquisita presso il Genio Civile di Messina: carpenteria sul piano terra e sul primo piano

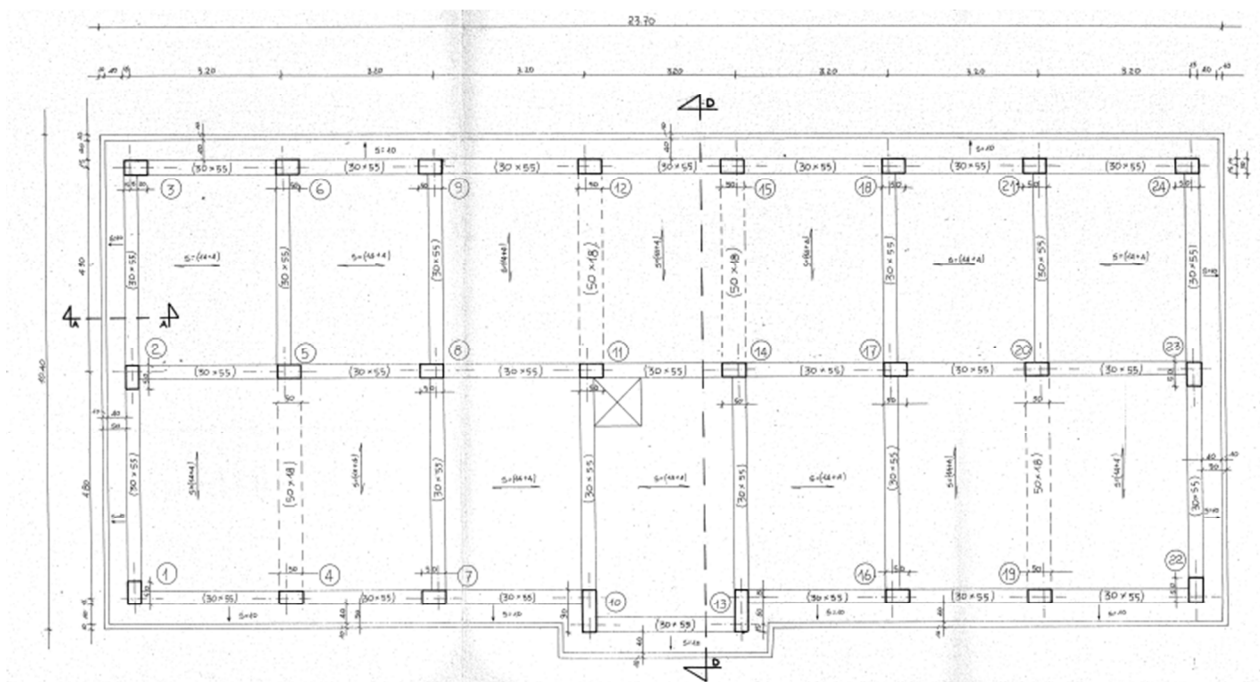


Fig-7 – Documentazione acquisita presso il Genio Civile di Messina: carpenteria sul secondo piano

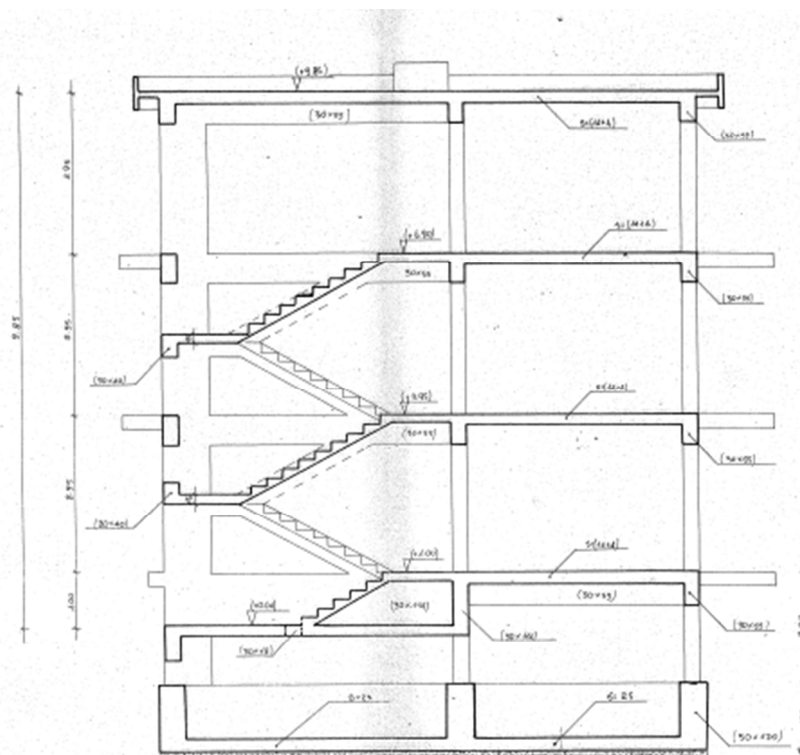


Fig-8 – Documentazione acquisita presso il Genio Civile di Messina: sezione

Gli schemi strutturali adottati nelle due palazzine sono tipici della progettazione antisismica dell'epoca di realizzazione e dell'area in cui sono stati realizzati i manufatti, oltre che ovviamente conformi alla normativa del tempo.

Si è posta grande attenzione alla resistenza delle membrature in c.a., che, sempre con riferimento ai canoni progettuali dell'epoca, risultano di adeguata sezione ed armatura.

La presenza di solai in travetti prefabbricati e voltine in laterizio con cappa in cls, definisce con esattezza un comportamento di impalcato rigido nel proprio piano.

Per quanto riguarda le staffe, non ne è evidente la realizzazione secondo i criteri necessari per definirle "chiuse", per cui nei calcoli di verifica di cui al presente progetto verranno considerate "non confinanti".

I calcoli sono stati eseguiti con riferimento a conglomerati con resistenza caratteristica  $R_{bk} > 250 \text{ kg/cm}^2$  e a barre d'armatura del tipo FeB44k.

Le indagini strutturali hanno condotto alla identificazione dei materiali (calcestruzzo e acciaio), i cui parametri meccanici sono stati ottenuti sulla base di prove in situ commissionate dall'I.A.C.P. di Messina alla società L&R M.T.R. con sede in San Giovanni La Punta (CT).

La presenza di un'esaustiva documentazione relativa sia alla fase progettuale che a quella realizzativa, la completezza dell'iter amministrativo con particolare riguardo agli adempimenti della L. 1086/71 della L. 64/74 e delle norme collegate, unitamente all'esecuzione di limitate indagini in situ, consentono di attestare un livello di conoscenza LC2 (Conoscenza Adeguata).

## 1.2. INTERVENTI IN PROGETTO

Considerate le risultanze dello studio di fattibilità, delle indagini e dei rilievi, delle verifiche strutturali di cui si riferisce nel seguito, dello stato dell'arte e degli attuali orientamenti in materia di interventi sugli edifici esistenti, sono state previste le seguenti opere:

- intervento di ripristino delle membrature principali e/o secondarie in c.a. ammalorate per naturale degrado dei materiali;
- confinamento dei nodi strutturali trave-pilastro lungo il perimetro esterno in elevazione;
- messa in sicurezza delle tamponature esterne nei confronti del ribaltamento per azione sismica.

L'insieme di queste azioni, conformemente a quanto previsto dall'Allegato A al decreto 58/2017, consente una riduzione del rischio sismico della costruzione ed il passaggio di una Classe di Rischio, rispetto alla situazione ante operam, qualunque essa sia. In ogni caso, l'esecuzione di un calcolo di verifica globale consentirà l'applicazione del metodo convenzionale per determinare la classe di rischio ante operam e post operam. Si dimostrerà inoltre un incremento pari ad almeno 0,1 del rapporto  $\zeta_E$ , così come richiesto dal punto 8.4.2. delle N.T.C. 2018 per gli interventi di miglioramento sismico degli edifici in classe II.

Per quanto riguarda gli interventi in progetto, rimandando per maggiori particolari alle relative voci di capitolato e prezzo ed agli elaborati grafici, si procederà come segue:

- a) ripristino delle parti ammalorate:
  - preparazione del supporto mediante pulizia accurata, eliminazione delle parti di materiale friabile, sporcizie;
  - trattamento dei ferri d'armatura, previa preventiva pulizia degli stessi mediante spazzolatura, con applicazione di passivante cementizio utilizzato come boiacca per la protezione dei ferri di armatura dai danni provocati dalla corrosione;
  - applicazione di malta cementizia tixotropica fibrorinforzata per i ripristini strutturali di superficie, previa bagnatura delle superfici e applicata con cazzuola o a spruzzo.
- b) confinamento dei nodi strutturali trave-pilastro lungo il perimetro esterno in elevazione:
  - rimozione degli intonaci esistenti, siano essi evidentemente ammalorati o meno, per offrire un sicuro supporto al sistema di rinforzo del nodo;
  - preparazione della superficie con malta strutturale in classe R4;

- applicazione di rinforzo contro l'azione della tamponatura mediante applicazione di tessuto in fibra di carbonio uniassiale CFRP;
  - applicazione di rinforzo a taglio dei nodi mediante applicazione di tessuto in fibra di carbonio quadriassiale CFRP esteso per almeno 200 mm all'estremità delle travi concorrenti nel nodo;
  - ancoraggio con connettori tipo “fiocco” in CFRP di lunghezza almeno 200 mm inghisati nel nodo trave- pilastro.
- c) messa in sicurezza delle tamponature nei confronti del ribaltamento per azione sismica:
- rimozione degli intonaci esistenti, siano essi evidentemente ammalorati o meno, per offrire un sicuro supporto al presidio antiribaltamento;
  - depolverizzazione delle superfici stonacate e lavaggio con acqua a bassa pressione;
  - applicazione di un sistema FRCM composto da una rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-impregnata e da una malta cementizia premiscelata bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata ad elevata duttilità, a cavallo tra la muratura e gli elementi strutturali portanti di confinamento (travi e pilastri);
  - fissaggio monolitico della rete al supporto l'impiego di connettori in fibra di vetro unidirezionali tipo “fiocco”.

Nella modellazione globale della struttura si terrà conto dell'intervento di rinforzo dei nodi esterni in elevazione, di cui si procederà alla successiva verifica sulla base delle sollecitazioni derivanti dal calcolo. Il dimensionamento dei presidi antiribaltamento verrà eseguito su base locale.

### **1.3. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA**

Sulla base delle informazioni a disposizione con riferimento ai dettagli costruttivi ed alla geometria della struttura, i calcoli di verifica sono stati condotti assumendo un livello di conoscenza del tipo “adeguata”, LC2. Infatti, come indicato nella tabella C.8.5.IV della circolare 21/01/2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018”, il livello LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, sono presenti i disegni costruttivi anche se non completi e siano state effettuate verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali.

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

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

Fig. 9 – Livelli di conoscenza e fattori di confidenza secondo normativa

Il corrispondente fattore di confidenza è pertanto  $FC=1.2$ .

#### 1.4. CAMPAGNA DI INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLO STATO DI FATTO

Sui due corpi di fabbrica è stata condotta una campagna di indagini atta a caratterizzare i materiali in opera e a rilevare quantità e disposizione delle armature.

La suddetta indagine, realizzata, su incarico dell'Ente committente, dalla LR Laboratori Riuniti con sede in San Giovanni La Punta (CT), è stata articolata in:

- n. 6 prelievi di carota di calcestruzzo e relativa prova di rottura per compressione
- n. 6 prelievi di barra di acciaio e relativa prova di rottura per trazione
- n. 18 prove di durezza su barre di armatura in situ
- n. 18 prove sclerometriche sui calcestruzzi in situ
- n. 54 indagini magnetometriche con pacometro

Si riporta in allegato il relativo rapporto di prova n. 1178/22 redatto dall'ing. Claudia Maccarrone.

Nel seguito si sviluppano alcune considerazioni sull'esito delle prove ed indagini eseguite, che condurranno ad una caratterizzazione dei materiali in situ.

##### a) Caratterizzazione della resistenza a compressione dei calcestruzzi

##### a.1) Prove di rottura per compressione delle carote di calcestruzzo

Le prove di schiacciamento effettuate sulle carote di calcestruzzo hanno restituito i seguenti valori di resistenza a compressione:

Sigla campione	Provenienza	Resistenza a compressione (N/mm <sup>2</sup> )
Ch1	Pal. A – pilastro piano secondo	12,7
Ch2	Pal. A – trave piano terra	15,9
Ch3	Pal. A – pilastro piano terra	17,0
Ch4	Pal. B – pilastro piano terra	12,4
Ch5	Pal. B – trave piano primo	13,4
Ch6	Pal. B – trave piano secondo	12,3

Fig. 10 – Campioni di cls. prelevati mediante carotaggio e relativi valori del carico di rottura

Secondo consolidata prassi, si procede alla correzione di tali valori, per tenere conto di vari effetti di disturbo che possono influenzare l'esito della prova sperimentale. Si utilizza a tale scopo il metodo Holos, proposto dal prof. L. Coppola dell'Università di Bergamo, che prevede i seguenti fattori correttivi (le tabelle di seguito richiamate sono tratte dall'articolo scientifico "La resistenza in opera del calcestruzzo: criteri per la collaudabilità e l'accertamento della responsabilità in caso di contenzioso legale" di L. Coppola e A. Buoso):

- Geometria delle carote:

si tiene conto del diametro della carota mediante i coefficienti di cui alla seguente tabella:

Nel caso in oggetto, le carote hanno diametro pari a 94 mm, per cui si adotta

$$F_{dia}=1,00.$$

DIAMETRO CAROTA d (mm)	50	100	150
$F_{dia}$	1.06	1.00	0.98

Fig. 11 – Coefficiente correttivo in funzione del diametro della carota (Coppola-Buoso, op.cit.)

La correzione per geometria dipende anche dalla snellezza della carota, intesa come rapporto tra la lunghezza h ed il diametro d:

h/d	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50	1.75	2.00
$R_{c-carota}$							
15 ÷ 20	0.66	0.83	1.00	1.10	1.20	1.27	1.32
21 ÷ 35	0.70	0.84	1.00	1.06	1.16	1.18	1.22
36 ÷ 50	0.75	0.89	1.00	1.04	1.08	1.10	1.12

Fig. 12 – Coefficiente correttivo in funzione della snellezza della carota (Coppola-Buoso, op.cit.)

Essendo h= 94 mm, d= 94 mm, la snellezza è pari a 1, per cui assume:

$$F_{h/d}=1,00$$

- Conservazione delle carote dal prelievo all'esecuzione della prova:

TIPO DI CONSERVAZIONE	$F_{mc}$
come ricevute	1.00
in acqua	1.09
essiccate all'aria	0.96

Fig. 13 – Coefficiente correttivo in funzione delle condizioni di conservazione delle carote (Coppola- Buoso, op.cit.)

Si utilizza il coefficiente

$$F_{mc}=1,00$$

- Tormento indotto dal carotiere:

$R_{c-carota}$	10 ÷ 15	16 ÷ 20	21 ÷ 25	26 ÷ 30	31 ÷ 35	36 ÷ 40	> 40
$F_{tor}$	1.15	1.12	1.10	1.07	1.05	1.02	1.00

Fig. 14 – Coefficiente correttivo in funzione del tormento indotto dal carotiere (Coppola-Buoso, op.cit.)

Sulla scorta della tabella riportante i valori del coefficiente correttivo per tormento in funzione del risultato della prova di schiacciamento, per i cinque campioni si ha:

- Campione Ch1:  $F_{tor} = 1,15$
- Campione Ch2:  $F_{tor} = 1,12$
- Campione Ch3:  $F_{tor} = 1,12$
- Campione Ch4:  $F_{tor} = 1,15$
- Campione Ch5:  $F_{tor} = 1,15$
- Campione Ch6:  $F_{tor} = 1,15$

- Correzione per la diversa direzione del carotaggio rispetto a quella del getto

Per carote prelevate perpendicolarmente alla direzione del getto, si utilizza il coefficiente correttivo indicato nella seguente tabella in funzione della posizione del prelievo.

POSIZIONE DEL CAROTAGGIO	$F_{Dir}$	
	DIREZIONE DI PRELIEVO	
	PARALLELA	PERPENDICOLARE
0 ÷ $\frac{1}{3}h$	1.00	1.05
$\frac{1}{3}h$ ÷ $\frac{2}{3}h$		1.075
$\frac{2}{3}h$ ÷ h		1.10

Fig. 15 – Coefficiente correttivo in funzione della posizione e dell'orientamento del carotaggio (Coppola-Buoso, op.cit.)

Per carote prelevate nella zona centrale dell'elemento strutturale si adotta

$$F_{Dir} = 1,075$$

Nel caso in esame non ricorrono le condizioni per effettuare ulteriori correzioni previste dal metodo Holos (presenza di ferri d'armatura, età della carota), per cui i valori sperimentali dei cinque campioni vengono corretti come indicato nel seguente prospetto:

Sigla campione	Resistenza a compressione (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>dia</sub>	F <sub>h/d</sub>	F <sub>mc</sub>	F <sub>tor</sub>	F <sub>Dir</sub>	Valore corretto (N/mm <sup>2</sup> )
Ch1	12,7	1,00	1,00	1,00	1,15	1,075	15,70
Ch2	15,9	1,00	1,00	1,00	1,12	1,075	19,14
Ch3	17,0	1,00	1,00	1,00	1,12	1,075	20,47
Ch4	12,4	1,00	1,00	1,00	1,15	1,075	15,33
Ch5	13,4	1,00	1,00	1,00	1,15	1,075	16,57
Ch6	12,3	1,00	1,00	1,00	1,15	1,075	15,21

Fig. 16 – Valori corretti della resistenza a compressione delle 5 carote prelevate in situ

### a.2) Prove sclerometriche

Nella seguente tabella vengono riepilogate le prove sclerometriche effettuate sui conglomerati in situ, evidenziando il tipo e l'ubicazione dell'elemento testato, l'inclinazione dello strumento e l'indice sclerometrico ottenuto, inteso come mediana della distribuzione di valori ottenuta per ciascuna prova (dal rapporto di prova si evince che la singola prova sclerometrica si compone di n. 10 battute valide).

Per ottenere, in corrispondenza a ciascun indice sclerometrico, un valore della resistenza a compressione del calcestruzzo, è stato utilizzato il grafico “indice di rimbalzo-resistenza a compressione” allegato allo stesso rapporto di prova. In particolare, nello stesso grafico sono riportate le espressioni analitiche delle curve corrispondenti alle tre possibili inclinazioni dello strumento rispetto alla superficie dell'elemento di prova.

Tutte le prove in oggetto sono state effettuate con inclinazione pari a 0°, per cui, ai fini del calcolo della resistenza a compressione, si utilizza la seguente espressione:

$$\sigma_{c,scl} = 0,0118 I^2 + 0,8125 I - 11,652$$

in cui  $\sigma_{c,scl}$  è la resistenza di compressione corrispondente all'indice sclerometrico I.

Si ottengono i valori riepilogati nella tabella di fig. 19.

Prova	Edificio	Piano	Elemento	Indice sclerometrico	Inclinazione (°)
Scl1	Pal. B	T	Trave	26	0
Scl2	Pal. B	T	Trave	24,5	0
Scl3	Pal. B	T	Trave	24	0
Scl4	Pal. B	1	Pilastro	25	0
Scl5	Pal. B	1	Pilastro	26	0
Scl6	Pal. B	2	Pilastro	26	0
Scl7	Pal. A	2	Pilastro	22	0
Scl8	Pal. A	2	Trave	25	0
Scl9	Pal. A	2	Trave	26	0
Scl10	Pal. A	2	Trave	24	0
Scl11	Pal. A	1	Pilastro	26	0
Scl12	Pal. A	T	Pilastro	24	0
Scl13	Pal. A	T	Trave	26	0
Scl14	Pal. A	T	Trave	26	0
Scl15	Pal. A	T	Trave	25	0
Scl16	Pal. B	1	Pilastro	25	0
Scl17	Pal. B	2	Pilastro	24	0
Scl18	Pal. A	1	Pilastro	24	0

Fig. 17 – Prove sclerometriche in situ

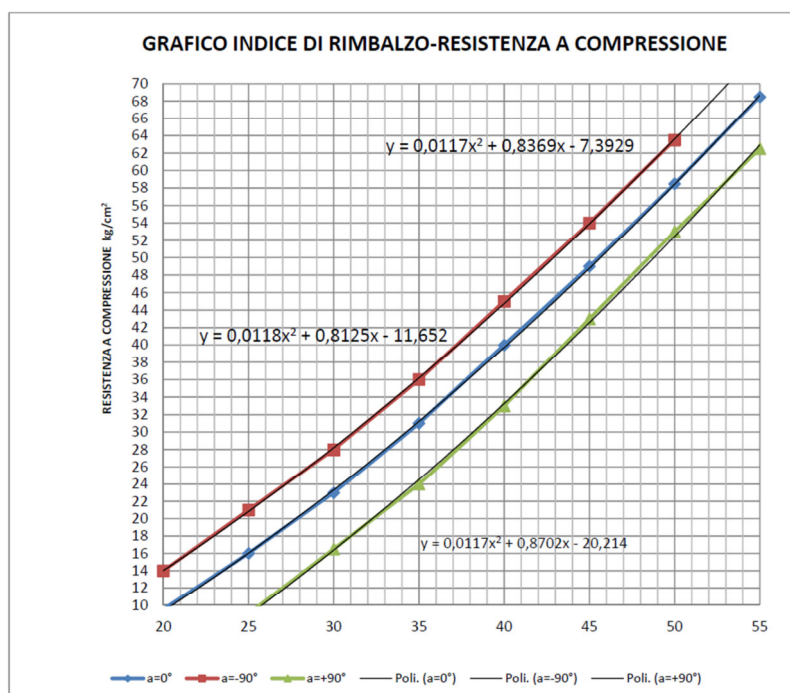


Fig. 18 – Grafico “indice di rimbalzo-resistenza a compressione”

Prova	Indice sclerometrico	Resistenza (N/mm <sup>2</sup> )
Scl1	26	17,45
Scl2	24,5	15,34
Scl3	24	14,64
Scl4	25	16,04
Scl5	26	17,45
Scl6	26	17,45
Scl7	22	11,93
Scl8	25	16,04
Scl9	26	17,45
Scl10	24	14,64
Scl11	26	17,45
Scl12	24	14,64
Scl13	26	17,45
Scl14	26	17,45
Scl15	25	16,04
Scl16	25	16,04
Scl17	24	14,64
Scl18	24	14,64

Fig. 19 – Valori stimati della resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione dell'indice sclerometrico

Prove distruttive di schiacciamento per compressione e prove non distruttive sclerometriche hanno fornito valori comparabili, per cui si può senz'altro eseguirne una media pesata, che tenga conto della diversa numerosità dei campioni testati con le due diverse metodologie.

Per tale motivo, essendo state effettuate prove sclerometriche in numero triplo rispetto ai carotaggi, alle prove dirette ed alle prove indirette si attribuisce un peso rispettivamente pari a 3 e ad 1.

$$\sigma_{cm} = \frac{3 \sum_1^5 \sigma_{c,situ} + \sum_1^{15} \sigma_{c,scl}}{\sum p} = 16,59 \text{ N/mm}^2$$

essendo  $\sum_1^5 \sigma_{c,situ}$  la sommatoria dei valori corretti delle prove dirette,  $\sum_1^{15} \sigma_{c,scl}$  la sommatoria dei valori risultanti dalle prove sclerometriche e  $\sum p$  la sommatoria dei pesi.

Alla luce dei risultati ottenuti, si adotta la seguente tensione di calcolo del calcestruzzo:

$$\sigma_{c,calc} = 16,50 \text{ N/mm}^2$$

## b) Caratterizzazione della resistenza delle barre d'armatura

### b.1) Prove di trazione

Le prove di trazione condotte sui campioni di armatura prelevati in situ (aventi tutti diametro nominale pari a 16 mm, come da esecutivi) hanno restituito i seguenti valori:

Sigla campione	Tensione di snervamento (N/mm <sup>2</sup> )	Tensione di rottura (N/mm <sup>2</sup> )	All. A5 %	All. A Agt %
A1	543,43	671,80	23,6	14,5
A2	461,60	546,23	26,6	12,5
A3	518,50	615,73	26,4	8,3
A4	597,70	684,84	25,1	11,5

Fig. 20 – Risultati delle prove di trazione condotte sui campioni d'armatura prelevati in situ

Campione A1 prelevato da palazzina A. pilastro piano terra

Campione A2 prelevato da palazzina A. trave primo piano

Campione A3 prelevato da palazzina B. trave piano terra

Campione A4 prelevato da palazzina B. pilastro primo piano

I risultati attestano una qualità degli acciai corrispondente alla classificazione FeB44k vigente all'epoca della costruzione dei manufatti, con tensione minima di snervamento garantita pari a

$$f_{yk,min} = 440 \text{ N/mm}^2$$

### b.2) Prove di durezza

Le prove di durezza Vickers condotte in situ hanno fornito i seguenti riportati nella tabella di fig. 21.

Il valore  $HV_{medio}$  è ottenuto come media di una serie di 5 valori.

Esistono in letteratura ed in normativa diverse elaborazioni tendenti a stabilire una relazione tra la durezza di un materiale metallico e il suo carico unitario di rottura. I diversi risultati sono variabili in un range che però, nel caso in oggetto, non impedisce di stabilire l'attribuzione di una qualità alle barre di armatura, considerata la standardizzazione delle medesime.

Si assume come riferimento la tabella di cui alla norma UNI EN 18265.

Utilizzando i valori in tabella nell'intervallo  $100 \leq HV \leq 300$ , con una regressione lineare sono stati ottenuti il grafico in figura 22 e la relativa equazione interpolante:

$$f_{tk} = 3,2202 \text{ HV} - 2,7003$$

Prova	Edificio	Piano	Elemento	Diametro barra (mm)	HV <sub>medio</sub>
H1	Pal. B	1	Pilastro	14	187
H2	Pal. B	1	Pilastro	14	189
H3	Pal. B	T	Trave	14	192
H4	Pal. B	T	Trave	14	184
H5	Pal. B	T	Trave	14	188
H6	Pal. A	2	Pilastro	14	188
H7	Pal. A	2	Pilastro	14	185
H8	Pal. A	1	Pilastro	14	185
H9	Pal. A	1	Pilastro	14	189
H10	Pal. A	T	Trave	14	186
H11	Pal. A	T	Trave	14	191
H12	Pal. A	T	Trave	14	183
H13	Pal. B	P1	Pilastro	14	190
H14	Pal. A	P1	Pilastro	14	200
H15	Pal. A	T	Pilastro	14	175
H16	Pal. A	T	Pilastro	14	191
H17	Pal. A	T	Pilastro	14	188
H18	Pal. A	T	Pilastro	14	199

Fig. 21 – Prove di durezza in situ

Applicando a tale equazione i valori medi della durezza rilevati, si ottiene la stima della resistenza a trazione per ogni prova eseguita.

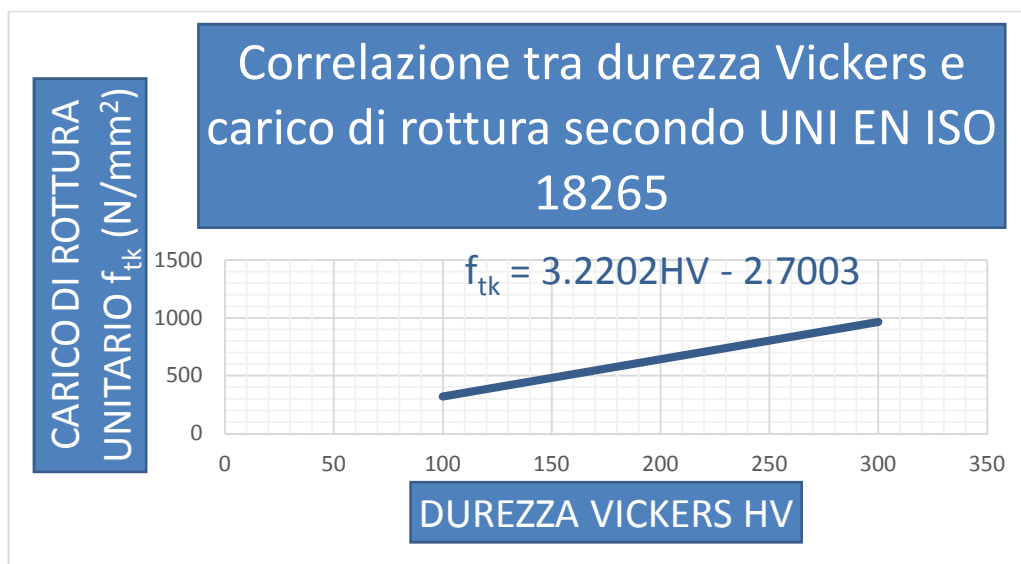


Fig. 22 – Grafico HV- $f_{tk}$

Resistenza a trazione $R_m$ N/mm <sup>2</sup>	Durezza Brinell $HB_{10/3000/15}$	Durezza Vickers $HV_{10/15}$	Durezze Rockwell							
			HRC	HRB	HRA	HR15N	HR30N	HR45N	HRF	HRD
930	276	290	28,5	(105)	64,5	74,2	49,0	29,5		46,5
915	271	285	27,8		64,2	73,8	48,4	28,7		46,0
900	266	280	27,1	(104)	63,8	73,4	47,8	27,9		45,3
880	261	275	26,4		63,5	73,0	47,2	27,1		44,9
865	257	270	25,6	(102)	63,1	72,6	46,4	26,2		44,3
850	252	265	24,8		62,7	72,1	45,7	25,2		43,7
835	247	260	24,0	(101)	62,4	71,6	45,0	24,3		43,1
820	242	255	23,1		62,0	71,1	44,2	23,2		42,2
800	238	250	22,2	99,5	61,6	70,6	43,4	22,2	(115,1)	41,7
785	233	245	21,3		61,2	70,1	42,5	21,1		41,1
770	228	240	20,3	98,1	60,7	69,6	41,7	19,9	(114,3)	40,3
755	223	235								
740	219	230		96,7					(113,4)	
720	214	225		96,0						
705	209	220		95,0					(112,4)	
690	204	215		94,0						
675	199	210		93,5					(111,3)	
660	195	205		92,5						
640	190	200		91,5					(110,1)	
625	185	195								
610	181	190		89,5					(108,7)	
595	176	185								
575	171	180		87,1					(107,2)	
560	166	175								
545	162	170		85,0					(105,5)	
530	156	165								
510	152	160		81,7					(103,6)	
495	147	155								
480	143	150		78,7					(101,4)	
465	138	145								
450	133	140		75,0					99,0	
430	128	135								
415	124	130		71,2					96,4	
400	119	125		66,7					93,6	
385	114	120								
370	109	115		62,3					90,5	
350	105	110								
335	99,8	105								
320	95,0	100		56,2					87,0	
305	90,2	95		52,0						
285	85,5	90		48,0					82,6	
270	80,7	85		41,0						
255	76,0	80								

Fig. 23 – Stralcio tabella di correlazione tra valori della durezza e carico di rottura (norma UNI EN 18265)

Prova	HV <sub>medio</sub>	Carico di rottura $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )
H1	187	599,48
H2	189	605,92
H3	192	615,58
H4	184	589,82
H5	188	602,70
H6	188	602,70
H7	185	593,04
H8	185	593,04
H9	189	605,92
H10	186	596,26
H11	191	612,36
H12	183	586,60
H13	190	609,14
H14	200	641,34
H15	175	560,83
H16	191	612,36
H17	188	602,70
H18	199	638,12

Fig. 24 – Valori stimati del carico di rottura in funzione della durezza Vickers

Non si ritiene necessario procedere ad alcuna elaborazione numerica, in quanto tutti i valori sono congruenti con la tensione minima a rottura garantita per gli acciai del tipo FeB44k, che risulta essere pari a:

$$f_{tk,min}=540 \text{ N/mm}^2$$

Conseguentemente, nell'elaborazione del calcolo si assumerà una tensione di snervamento pari a 440 N/mm<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda, infine, la campagna di indagini magnetometriche con pacometro, si osserva che in tutti gli elementi testate sono state rilevate armature longitudinali  $\phi 14$  (conformemente agli elaborati di progetto) e staffature  $\phi 8$  (negli elaborati di progetto erano previste staffe  $\phi 6$ ), con disposizione e passo, per quanto rilevabile, congruenti con le previsioni progettuali.

## 2. NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORME DELLO STATO ITALIANO

- **Ministero delle Infrastrutture - D.M. 17/01/2018:** “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circ.Min. n°7 del 21/01/2019:** “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”;
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008):** “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”;
- **Ministero dei LL.PP. - D.M. 11.03.1988:** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- **Ministero dei LL.PP. - Circ. 30483 del 24.09.1988:** Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

### 2.2 NORMATIVA TECNICA EMESSA DA ENTI PUBBLICI

- **CNR 10012:** “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”;
- **CNR 10024:** “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”;
- **UNI EN 197-1:** “Cemento - Composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”;
- **UNI EN 206-1:** “Calcestruzzo - Specifiche, prestazioni, produzione e conformità”;
- **UNI 11104/2004:** “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.

### 2.3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Indagini diagnostiche eseguite da L&R M.T.R.
- Progetto originario dell’opera in atti presso Ufficio del Genio Civile di Messina
- Relazione a struttura ultimata

- Certificato di collaudo

### **3 CONSIDERAZIONI SULLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E TECNICHE DEL TERRENO DI SEDIME**

Il presente progetto non prevede interventi in fondazione, né opere che possano interferire col sistema fondale in opera, prevedendo soltanto, al livello delle strutture principali, il rinforzo dei nodi esterni in elevazione.

Non si producono pertanto la relazione geologica e gli elaborati ad essa connessi, ma si ritiene comunque opportuno sviluppare alcune considerazioni di carattere generale, basandosi su relazioni di supporto a strumenti urbanistici ed in materia di prevenzione del rischio idrogeologico, nonché alla relazione sulle fondazioni allegata al progetto originario.

La geologia del territorio del Comune di Pace del Mela s'inquadra nella complessa struttura della Sicilia Nord-Orientale in generale ed in quella particolare dei Monti Peloritani.

Nei Peloritani affiorano terreni metamorfici di vario tipo e grado, riferibili all'orogenesi ercinica, con una struttura generale costituita da falde di ricoprimento. In particolare, la catena costiera della Sicilia Nord-Orientale è costituita da diverse unità stratigrafico-strutturali consistenti in un basamento cristallino ed in rocce sedimentarie meso-cenozoiche aventi diversa facies e pertanto indicative di distinti ambienti di deposizione. Il riconoscimento del carattere faldistico delle suddette unità si ricava dalla interposizione dei sedimenti mesozoici e cenozoici tra vari basamenti cristallini. I termini cristallini (metamorfici) sono inoltre caratterizzati da un grado di metamorfismo crescente dalla unità più profonda a quella più elevata con brusco salto di grado metamorfico. La distribuzione geografica delle varie falde mostra una prevalenza di quelle strutturalmente più profonde, caratterizzate da un basamento cristallino di basso grado, nella parte Sud-Occidentale della catena Peloritana e di quelle strutturalmente più elevate man mano che si procede verso Nord-Est. Al di sopra dei terreni trasportati in falda si sono sedimentati terreni autoctoni facenti parte della successione terziaria.

In particolare, modo nell'ambito del territorio comunale di Pace del Mela affiorano, dall'alto verso il basso, le seguenti unità:

- Materiale di riporto
- Alluvioni attuali
- Alluvioni recenti e piane litorali
- Terrazzi marini
- Sabbie e Ghiaie di Messina

- Argille grigio-azzurre
- Calcareni
- Trubi Calcare evaporitico
- Arenarie ed argille marnose (Tortoniano)

Dalla relazione sulle fondazioni allegata al progetto originario, si riporta in sintesi quanto segue.

Nell'area di sedime dei fabbricati è stata rilevata una formazione di sabbia e ghiaia con ciottoli per almeno 2,50 m di profondità (a tale quota si sono fermate le indagini eseguite). Il substrato resistente è stato caratterizzato come formazione di terreni incoerenti mediamente addensati, cui sono stati attribuiti seguenti parametri geotecnici:

- peso dell'unità di volume:  $\gamma = 1,900 \text{ t/m}^3$
- parametri di taglio in termini di sforzi totali: coesione  $C = 0 \text{ t/m}^2$   
angolo di attrito interno  $\phi_u = 30^\circ$

#### **4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E TENSIONI DI CALCOLO**

Si è già relazionato in merito alle indagini condotte in situ, in esito alle quali il sottoscritto progettista è pervenuto alla determinazione di assumere le seguenti caratteristiche per i materiali in opera:

- per il calcestruzzo:  $f_{cm} = 16,50 \text{ N/mm}^2$
- per l'acciaio:  $f_{sm} = 440 \text{ N/mm}^2$

Non sono previste nuove opere in conglomerato cementizio armato e/o in acciaio, ma interventi con matrici di materiale fibrorinforzato, che non entrano nel modello di calcolo globale e di cui si introdurranno le caratteristiche meccaniche in sede di verifica (§8 e §9.).

#### **5 CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO PER L'ELABORAZIONE ELETTRONICA**

Per la modellazione delle strutture e l'esecuzione delle verifiche è stato utilizzato il codice di calcolo CDSWin rel. 2021, n. licenza 17145, della S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri, 95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

**Affidabilità dei codici utilizzati**

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono sia in fase di definizione del modello che durante il processing ed il post-processing.

In particolare, il software è dotato di sistemi di controllo e monitoraggio della congruenza geometrica del modello di calcolo, di filtri sulla precisione numerica ottenuta, di controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti. Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

## 6 METODI DI CALCOLO

### 6.1 ANALISI STATICHE NON LINEARI

La modellazione globale delle strutture oggetto di intervento ha la finalità di effettuare una valutazione del loro comportamento sismico ante e post operam. Si è ritenuto di utilizzare a questo scopo un'analisi statica di tipo non lineare.

Le analisi statiche non lineari consistono nell'applicazione di una distribuzione di forze o spostamenti alla struttura, mediante incrementi quasi-statici, evitando cioè l'insorgenza di effetti dinamici.

Un'analisi statica è caratterizzata da certe condizioni iniziali. In particolare, possono essere distinte due diverse possibilità:

- condizioni iniziali corrispondenti alla situazione di struttura indeformata;
- condizioni iniziali derivate da un'altra analisi, corrispondente all'ultimo stato di questa.

Con l'obiettivo di applicare tutti i carichi (o tutti gli spostamenti) previsti, l'analisi viene suddivisa in passi, ciascuno dei quali corrispondente ad un loro incremento. Ad ogni passo viene applicato un incremento di carico o spostamento, in corrispondenza del quale vengono aggiornate forze e deformazioni del sistema. A seguito di tale incremento, qualche elemento della struttura potrebbe subire un cambiamento di stato (apertura o chiusura di una cerniera plastica, plasticizzazione o scarico di una molla non lineare, rotture,...) che implica una variazione della matrice di rigidezza del sistema. Tali eventi vengono gestiti con opportune procedure, fino ad ottenere la convergenza dopo una o più iterazioni. Successivamente, tenendo conto dello stato attuale della struttura, può essere applicato il successivo incremento di carico, e così via.

Un'analisi statica non lineare è pertanto caratterizzata dai seguenti elementi:

- un identificativo alfanumerico che identifica l'analisi;
- un identificativo alfanumerico che indica l'analisi di partenza, o '0' se le condizioni iniziali sono nulle;
- un intervallo di discretizzazione nell'applicazione del carico;
- un valore che indica se l'analisi va eseguita;
- un vettore che contiene la distribuzione base del carico definita come combinazione lineare di diverse condizioni di carico tra quelle a disposizione;

- un punto master da monitorare affinché non venga superato lo spostamento massimo previsto;
- nel caso di analisi a controllo di spostamento, una lista di model joints (o punti modello), che vanno considerati nella lista dei gradi di libertà per i quali imporre gli spostamenti.

La discretizzazione dell'analisi in passi consente di applicare un basso livello di azioni ad ogni passo. Per ogni passo di analisi viene effettuato un primo tentativo mirato all'applicazione dell'intero carico relativo al passo. Dopo aver effettuato l'incremento di stato di tutti gli elementi del modello viene verificato se in uno o più di tali elementi è avvenuto un evento. Se non sono stati riscontrati eventi il passo viene terminato e vengono saltati eventualmente anche passi successivi se elastici.

Se vengono registrati eventi plastici viene calcolato l'errore commesso in termini di forze, spostamenti o energia (squilibrio) relativo alle molle che hanno subito eventi, e se tale squilibrio è minore della tolleranza il passo viene concluso, altrimenti viene richiamata una procedura che consente di scalare opportunamente il passo di carico in modo da determinare la riduzione del passo che consente di ridurre l'incremento di carico in modo tale che tutti gli eventi che si verificano provochino uno squilibrio minore della tolleranza fissata (T).

Le analisi statiche possono essere suddivise in quelle a controllo di forze e quelle a controllo di spostamento. In genere un'analisi statica non lineare di tipo sismico viene suddivisa in due fasi: nella prima viene applicato il carico previsto dalla distribuzione di forze considerata, nella seconda l'analisi viene proseguita a controllo di spostamenti. Il vantaggio di suddividere l'analisi in due fasi consiste nel fatto che la prima parte, quella a controllo di forze, è rapida e garantisce il mantenimento della distribuzione di forze prevista dalla Normativa; quando il livello di carico è tale che la struttura non ne può sopportare di ulteriori, il meccanismo di danneggiamento riscontrato viene amplificato proseguendo l'analisi a controllo di spostamento. Tale fase dell'analisi presenta un duplice vantaggio, da un lato infatti consente di gestire le ridistribuzioni di forze che avvengono a seguito della rottura di uno o più elementi consentendo così di cogliere anche il ramo decrescente della capacità della struttura e di indagare le effettive risorse di duttilità che essa detiene, dall'altro essendo una procedura di calcolo molto robusta, consente generalmente di evitare la formazione di labilità, e quindi di interrompere l'analisi a seguito di tale genere di eventi.

## 6.2 ANALISI PUSH-OVER

La push-over è un'analisi statica non lineare utile per valutare la capacità, in termini di spostamento, degli edifici nei riguardi del sisma. Viene utilizzata per sistemi dissipativi, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e, quindi, della risposta sismica globale dell'edificio.

Consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze statiche orizzontali crescenti durante l'analisi su una struttura che, all'atto della spinta, risulta già caricata da carichi gravitazionali: si applicano all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (ad esempio in sommità dell'edificio, a livello della copertura) sulla struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime (condizione di collasso). In sostanza lo scopo dell'analisi è quello di "spingere" in campo plastico la struttura fino a portarla a collasso.

L'analisi statica non lineare, secondo le prescrizioni della vigente normativa, si articola nei seguenti passi:

- individuazione dello schema resistente;
- calcolo delle curve di capacità. Occorre determinare le curve del sistema reale (MDOF – sistema a più gradi di libertà) secondo due diversi profili di carico, uno proporzionale alle masse e l'altro proporzionale alle altezze in entrambe le direzioni principali con il verso positivo e negativo delle forze, combinando i sismi nelle due direzioni principali e tenendo conto dell'effetto dell'eccentricità; si ottengono così trentadue combinazioni di carico diverse (nel caso di irregolarità in altezza, occorre prendere in considerazione il sisma verticale);
- Trasformazione del sistema a più gradi di libertà (MDOF) in quello ad un solo grado di libertà equivalente (SDOF) attraverso il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ ;
- Valutazione del sistema bilineare equivalente di massa  $m^*$ , rigidezza  $k^*$  e periodo  $T^*$ ;
- Calcolo della capacità di spostamento ( $u_{max}$ );
- Calcolo della domanda di spostamento ( $d_{max}$ );
- Confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

L'esito della verifica si considera positivo quando è soddisfatta la seguente

$$\text{relazione: } u_{\max} \geq d_{\max}$$

In altre parole, in termini di coefficienti di sicurezza ( $s$ ), affinché l'esito della verifica sia positivo, deve essere soddisfatta la relazione precedente per tutte le combinazioni di carico effettuate. Per aumentare il coefficiente di sicurezza occorre che aumenti la capacità di spostamento ( $u_{\max}$ ) e che diminuisca la domanda di spostamento ( $d_{\max}$ ). Oltre a quanto sopra detto, affinché l'esito della verifica sia positivo, il fattore di struttura  $q^*$  deve assumere valore minore di 3.

La risposta elasto-plastica deve essere ottenuta mediante una analisi non lineare tenendo conto della non linearità del materiale. Un aspetto importante è quello di valutare, al crescere dello spostamento del punto di controllo, la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locali (ad esempio sfilamento delle travi). Il risultato dell'analisi push-over è una curva detta di capacità che individua una sorta di legame costitutivo dell'intera struttura, ovvero un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo e in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). Tale curva può essere ottenuta dal legame forza- spostamento generalizzato, conseguito attraverso una analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari.

## **7 ANALISI DEI CARICHI**

Per l'analisi dei carichi si fa riferimento a quanto determinato nella relazione di calcolo del progetto originario, dopo averne verificato la congruità. Si riportano di seguito le pagine dell'originaria relazione di calcolo relative all'analisi dei carichi

## 5.- PESI ELEMENTARI

### 5.1.- Solaio di copertura non praticabile

( H = 14 + 4 )

- peso proprio	t/m <sup>2</sup>	0,230
- massetto di pendenza + asfalto	"	0,150
- pavimento + intonaco	"	0,100
totale perm.	t/m <sup>2</sup>	0,480
- sovraccarico accidentale	"	0,150
Sommario	t/m <sup>2</sup>	0,630

### 5.2.- Solaio interpiano

( H = 14 + 4 )

- peso proprio	t/m <sup>2</sup>	0,230
- pavimento + intonaco	"	0,100
- quote tramezzi distribuiti	"	0,070
totale perm.	t/m <sup>2</sup>	0,400
- sovraccarico accidentale	"	0,200
Sommario	t/m <sup>2</sup>	0,600

### 5.3.- Soletta a sbalzo

Nucleo in cls

(0.60+0.10) x 0.10 x 2.5 0,250

intonaco

(0.40+0.30+0.10+0.60+0.10+0.20+0.40)x0.030 0,015

asfalto

0,030

0,285

#### 5.4.- Murature

a) muratura in blocchi da 0.30

$$0.30 \times 1.1 + 2 \times 0.030$$

$$t/m^2 \quad 0.390$$

b) muratura in mattoni forati da 0.08

$$0.08 \times 1.1 + (2 \times 0.030)$$

$$t/m^2 \quad 0.148$$

c) muratura in doppia parete con mattoni da 0.08

$$2 ( 0.08 \times 1.1 ) + 2 \times 0.030$$

$$t/m^2 \quad 0.240$$

d) muratura in c.c.magro da 0.30 m

$$t/m^2 \quad 0.660$$

#### 5.5.- Balconi

Nucleo in c.a.

$$0.15 \times 2.5$$

$$t/m^2 \quad 0.375$$

Massetto di pendenza + pavimento +  
+ intonaco

$$" \quad 0.150$$

totale perm.

$$t/m^2 \quad 0.525$$

$$" \quad 0.400$$

$$t/m^2 \quad 0.920$$

#### 5.6.- Ringhiera al ml

$$t/m^2 \quad 0.100$$

#### 5.7.- Scala

a) gradini

Nucleo in c.a.

$$0.18 \times 1.2 \times 2.5$$

$$t/ml \quad 0.540$$

rivestimento in marmo+intonaco

$$" \quad 0.170$$

A riportare

$$" \quad 0.710$$

	riporto	t/ml	0.710
"	sovraccarico accidentale: 0.400x1.20	"	0.480
		t/ml	1.190
b) ripiani intermedi			
nucleo in c.a.	0.15 x 2.5	t/m <sup>2</sup>	0.375
marmo + intonaco		"	0.120
	Totale perm.	t/m <sup>2</sup>	0.495
	sovraccarico accidentale	"	0.400
	Somma	t/m <sup>2</sup>	0.895
c) cordolo scala			
	0.30 x 0.40 x 2.5	t/ml	0.300

Il peso proprio delle membrature in c.a. è computato automaticamente in ragione del peso dell'unità di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Avendo adottato un modello di calcolo semplificato, i carichi derivanti dalle scale sono stati ricondotti, con opportune elaborazioni, ai nodi di riferimento.

## 8 AZIONE SISMICA

La progettazione strutturale dell'opera in esame è stata eseguita secondo i criteri contenuti e sviluppati nel D.M.17/01/2018 e nella Circolare n° 7 del 21.01.2019.

### Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla struttura in oggetto, ai sensi della tabella 2.4.I del D.M. 17/01/2018, una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni nonché una classe d'uso II. In base alla tabella 2.4.II il coefficiente d'uso vale  $C_U = 1.0$ .

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

### Caratteristiche del sito

Longitudine Est:  $\lambda = 15.3036037^\circ$

Latitudine Nord:  $\phi = 38.1825452^\circ$

Categoria del suolo: sulla base della descrizione dei terreni desunta dalla relazione sulle fondazioni allegata al progetto originario, si individua per il caso in oggetto la categoria di suolo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati.

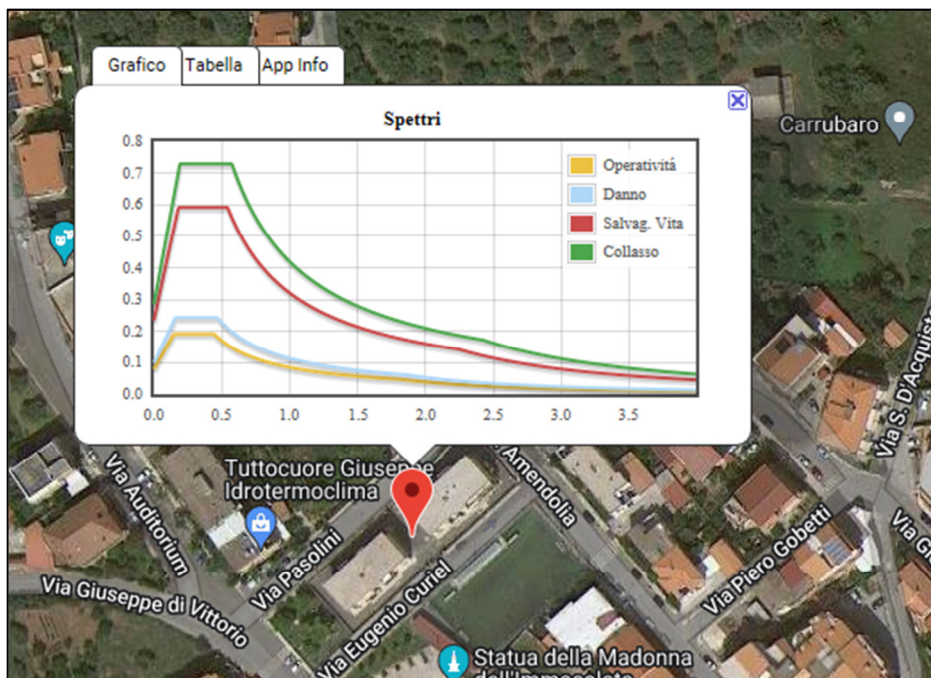


Fig. 25 – Geolocalizzazione del sito e relativi spettri

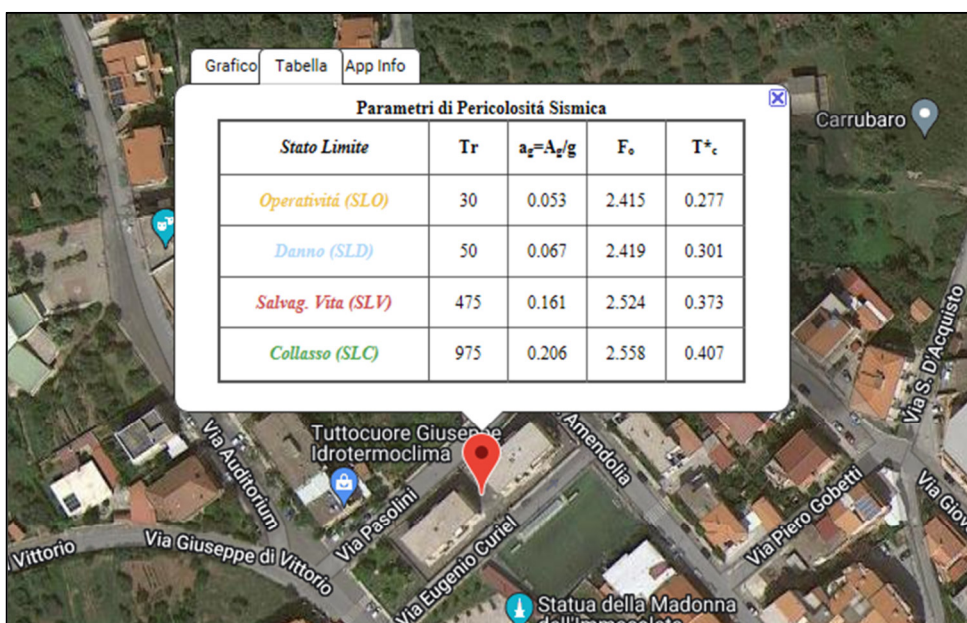


Fig. 26 – Geolocalizzazione del sito e relativi parametri di pericolosità sismica

Coefficiente topografico: in base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ ), è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (cfr. Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018):

Categoria topografica	$S_T$
T1	1.0

PARAMETRI SISMICI	
Vita Nominale	$\geq 50$ Ann
Classe d'Uso	II
Caratteristiche Sito	
Longitud. Est	15.30380
Latitud. Nord	38.18254
Categ. Suolo	C
Coeff. Topogr	1
Caratt. Costruzione	
SistCostrDir1	C.A.
SistCostrDir2	C.A.
Regol. Altezza	SI
Regol. Pianta	SI
Sp. Rel. Nodi	Sismici
InorMensSismV	SI
SismVertParz.	NO
Caratteristiche Sisma	
Direzione sisma	0
Sisma Verticale	NO
Numero modi	12
Tipo Combinaz.	CQC
Coeff. di Smorz.	0.05
Verif. N. fondaz.	NO
Effetti p-delta	NO
DistrAcc.AnStat	Triangola

Fig. 27 – Parametri sismici assegnati in fase di input

Per il sito in esame si ricavano i seguenti valori di accelerazione massima attesa  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, per i valori di periodi di ritorno  $TR$  associati a ciascuno stato limite (v. fig. 26):

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
<b>SLO</b>	30	0,056	2,415	0,277
<b>SLD</b>	50	0,067	2,419	0,301
<b>SLV</b>	475	0,161	2,524	0,373
<b>SLC</b>	975	0,206	2,558	0,407

dove con  $F_0$  si è indicato il valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

In base alla categoria di sottosuolo individuata sono stati quindi ottenuti i seguenti valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018), funzione anch'essi dello stato limite considerato:

nel caso di verifiche **SLD**

Categoria sottosuolo	$S_s$
C	1.455

nel caso di verifiche **SLV**

Categoria sottosuolo	$S_s$
C	1.5

Mentre per gli spettri verticali  $S_s$  è pari a 1.00.

Classe di duttilità: le strutture in esame sono state modellate in classe di duttilità media (classe B).

Spettro di risposta elastico in accelerazione

In base a quanto esposto in D.M. 17/01/2018 paragrafo 3.2.3.2, l'azione sismica è descritta dalle componenti orizzontale e verticale in accelerazione, considerate indipendenti e rappresentate mediante lo spettro di risposta dell'accelerazione del terreno.

### *Componenti orizzontali*

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale  $S_e(T)$  per il periodo di ritorno di riferimento  $T$  è definito mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{array}{l|l} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right] \end{array}$$

dove:

- $S_e(T)$  ordinata dello spettro di progetto;
- $T$  periodo di ritorno;
- $a_g$  valore di progetto dell'accelerazione del terreno per il periodo di ritorno di riferimento;
- $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, espresso mediante la relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:

- $C_C$  coefficiente funzione della categoria di suolo
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante su sito di riferimento rigido orizzontale.
- $T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante (pari a  $T_C/3$ );

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

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

$S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica (pari a 1.80);

$S_T$  coefficiente di amplificazione topografica (pari a 1.00)

$F_o$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (con valore minimo pari a 2.2).

$\eta$  fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\zeta$  diversi dal 5%: nel caso analizzato risulta pari a 1.

### *Componente verticale*

Per quanto riguarda l'azione sismica verticale, questa è rappresentata mediante lo spettro di risposta di progetto  $S_{vd}(T)$  per il periodo di ritorno di riferimento  $T$  mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{array}{l|l} 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right] \end{array}$$

dove:

$S_{ve}(T)$  accelerazione spettrale verticale;

$T$  periodo di ritorno di riferimento;

$F_v$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

### Spettri di progetto per gli Stati Limite di Esercizio

Per gli Stati Limite di Esercizio lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di progetto elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_T}$  considerato.

Si verifica solo lo Stato Limite di Danno (SLD), con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari a 63% , il cui andamento è riportato nella Fig. 34, per le componenti orizzontali.

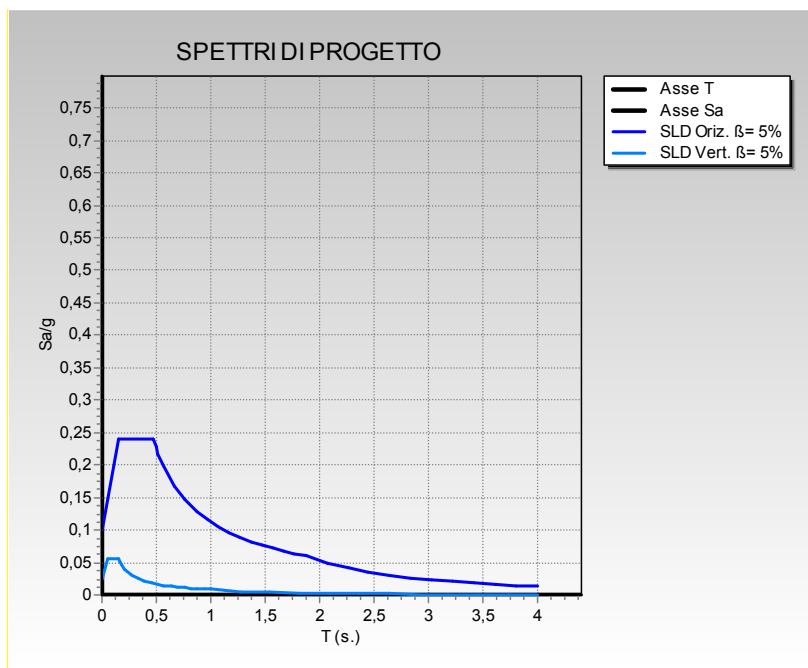


Fig. 28 - Spettro di progetto allo SLD- componente orizzontale

### Spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi

Per gli Stati Limite Ultimi lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di progetto elastico corrispondente, riferito

alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_T}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule delle componenti orizzontali e verticale il fattore  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0.2a_g$ .

Si verifica solo lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 10%, il cui andamento è riportato nella Fig. 35 per le componenti orizzontali.

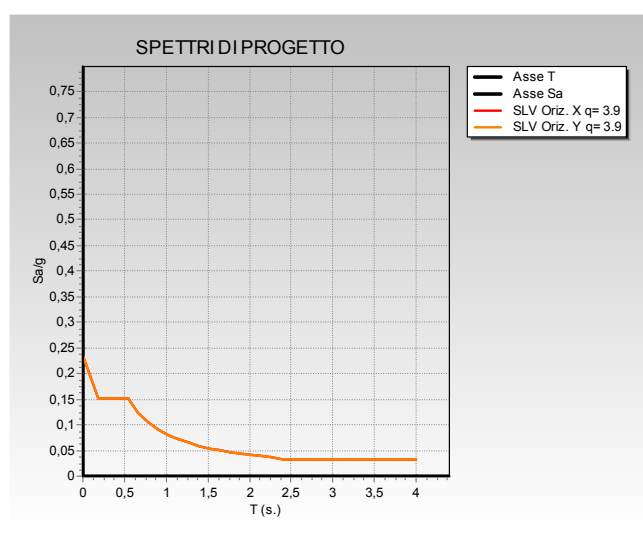


Fig. 29 - Spettro di progetto allo SLV- componente orizzontale

### Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

In accordo con il D.M. 17/01/2018 paragrafo 3.2.4, i carichi sismici vanno combinati con le altre azioni secondo la seguente espressione:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- $G_1$  peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
- $G_2$  carichi permanenti portati;
- $E$  azioni derivanti dai terremoti;
- $\Psi_{2j}$  coefficiente di combinazione per azione sismica.

$Q_{kj}$  azioni variabili sulla struttura.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

### Analisi dinamica lineare

In accordo con il paragrafo 7.3.3. del D.M. 17/01/2018, l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascun modo di vibrare individuato;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all'85%; nel caso in esame, grazie alla presenza degli isolatori, tutta la massa risulterà concentrata nei primi due modi di vibrare.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi viene utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo secondo la relazione seguente:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad j = i = 1, \dots, n$$

dove:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ :

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

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi:

$$\beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

Nelle tabelle seguenti sono riportati i periodi dei singoli modi e la percentuale di massa partecipante (individuale e cumulativa), così come risultanti dall'analisi.

# ANTE OPERAM

## PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	14,377	0,43704	5,0		0,243	0,152	0,152			4-6013-1	0,000000	0,000000	0,000000
2	16,730	0,37556	5,0		0,243	0,152	0,152			4-6013-2	0,000000	0,000000	0,000000
3	20,019	0,31385	5,0		0,243	0,152	0,152			4-6013-3	0,000000	0,000000	0,000000
4	44,138	0,14235	5,0		0,231	0,169	0,169			4-6013-4	0,000000	0,000000	0,000000
5	49,883	0,12596	5,0		0,216	0,177	0,177			4-6013-5	0,000000	0,000000	0,000000
6	58,144	0,10806	5,0		0,199	0,185	0,185			4-6013-6	0,000000	0,000000	0,000000
7	78,361	0,08018	5,0		0,174	0,198	0,198			4-6013-7	0,000000	0,000000	0,000000
8	83,647	0,07512	5,0		0,169	0,200	0,200			4-6013-8	0,000000	0,000000	0,000000
9	96,827	0,06489	5,0		0,160	0,205	0,205			4-6013-9	0,000000	0,000000	0,000000
10	116,385	0,05399	5,0		0,150	0,210	0,210			4-6013-10	0,000000	0,000000	0,000000
11	125,888	0,04991	5,0		0,146	0,211	0,211			4-6013-11	0,000000	0,000000	0,000000
12	146,487	0,04289	5,0		0,140	0,215	0,215			4-6013-12	0,000000	0,000000	0,000000

## BARICENTRI MASSE E RIGIDEEZZE

IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDEEZZE								RIGIDEEZZE FLESSIONALI E TORSIONALI				
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)		Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.Flex (t/m)	Rig.Flex (t/m)	Rig.Tors. (r/s)
4-6013-1	10,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-2	9,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-3	8,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-4	7,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-5	6,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-6	5,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-7	4,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-8	3,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-9	2,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-10	1,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-11	0,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000
4-6013-12	-1,000000	1,133333	1,133333	0,000000	1,133333	0,000000	0,000000	0,000000		0,000000	0,000000	31,1111	150,0000	0,000000

## VARIAZIONI MASSE E RIGIDEEZZE DI PIANO

				DIREZIONE X						DIREZIONE Y					
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	Tagliante Comb. (t)	Tagliante modale (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta	Tagliante Comb. (t)	Tagliante modale (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta
4-6013-1	10,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-2	9,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-3	8,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-4	7,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-5	6,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-6	5,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-7	4,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-8	3,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-9	2,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-10	1,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-11	0,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000
4-6013-12	-1,000000	1,133333	0,000000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000	10,0000	10,0000	0,0000	10,0000	0,0000	0,0000

## PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro
1	14,377	0,43704	5,0		0,243	0,152	0,152			1
2	16,730	0,37556	5,0		0,243	0,152	0,152			1
3	20,019	0,31385	5,0		0,243	0,152	0,152			1
4	44,138	0,14235	5,0		0,231	0,169	0,169			1
5	49,883	0,12596	5,0		0,216	0,177	0,177			1
6	58,144	0,10806	5,0		0,199	0,185	0,185			1
7	78,361	0,08018	5,0		0,174	0,198	0,198			1
8	83,647	0,07512	5,0		0,169	0,200	0,200			1
9	96,827	0,06489	5,0		0,160	0,205	0,205			1
10	116,385	0,05399	5,0		0,150	0,210	0,210			1
11	125,888	0,04991	5,0		0,146	0,211	0,211			1
12	146,497	0,04289	5,0		0,140	0,215	0,215			1

IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE								RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO	QUOTA	PESO	XG	YG	XR	YR	DX	DY	Lpianta	Bpianta	Rig. Fless.	Rig. Tors.	Rig. Tors.	(r/rs)5	
n. r.	(m)	(t)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)		
403	10.000	1.000	1.111	4.444	1.111	4.444	1.111	4.444	1.111	4.444	3.111	1.111	1.111	0.727	
10.000	1.000	1.000	1.111	4.444	1.111	4.444	1.111	4.444	1.111	4.444	3.111	1.111	1.111	0.727	
6.666	1.000	1.000	1.111	4.444	1.111	4.444	1.111	4.444	1.111	4.444	3.111	1.111	1.111	0.727	

[illegible]

### Combinazione degli effetti dell'azione sismica

In accordo con il paragrafo 7.3.5. del D.M. 17/01/2018, gli effetti sulla struttura (tensioni, sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) sono combinati secondo le seguenti espressioni:

$$E_{\text{LONG}} = E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z + 0.05 e$$

$$E_{\text{TRASV}} = 0.3 \cdot E_x + E_y + 0.3 \cdot E_z + 0.05 e$$

Considerate le condizioni di regolarità dei fabbricati, non si conducono le verifiche per sisma verticale.

Per ciascuna delle precedenti relazioni, gli effetti del sisma sono stati combinati facendo variare opportunamente il segno delle singole sollecitazioni al fine di massimizzare gli sforzi nella struttura.

#### QUADRO DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## 9 MODELLO DI CALCOLO

Nel presente paragrafo si procede allo studio del modello di calcolo utilizzato per le verifiche strutturali dei vari elementi che costituiscono il progetto.

Le strutture sono state modellate mediante l'ausilio del software di calcolo CDS WIN, gli elementi strutturali sono stati rappresentati mediante elementi *beam* per le travi ed elementi *shell* per i setti. La lunghezza libera d'inflessione viene valutata automaticamente dal *software* in funzione delle condizioni di vincolo delle aste assegnate, allo stesso modo per i parametri d'instabilità.

Le analisi strutturali sono state elaborate predisponendo le combinazioni carico per la conduzione delle verifiche nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (**CAR** “*Combinazioni Caratteristiche e Rare*”, **FR** “*Combinazioni Frequenti*” e **QP** “*Combinazioni Quasi Permanenti*”) e degli Stati Limite Ultimi (**STR** “*Combinazioni Verifiche Strutturali*”).

L'analisi sismica scelta è l'analisi push-over ed è stata condotta secondo quanto esposto nelle NTC del 2018.

Di seguito si riportano la carpenteria strutturale e le illustrazioni del modello estrapolate dal programma di calcolo. Coerentemente con le finalità del calcolo e in considerazione della tipologia degli interventi in progetto, è stato adottato un modello semplificato. In particolare, non dovendo studiare l'interazione delle strutture in esame con il terreno di sedime, il sistema di fondazione è stato sostituito con degli incastri al piede dei pilastri del primo livello.

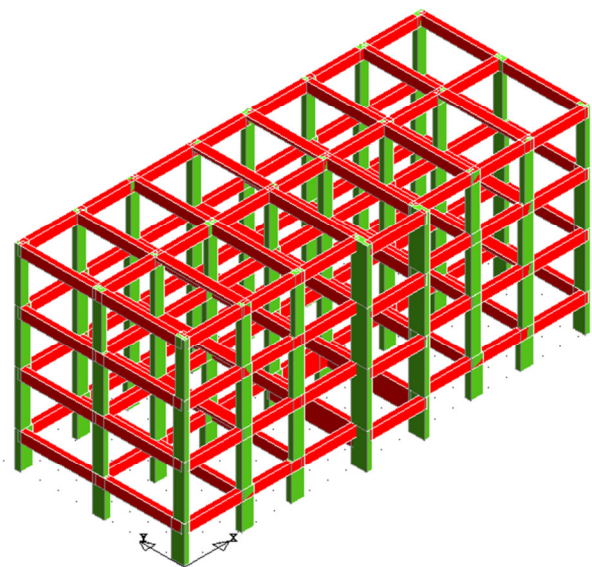


Fig. 30 - Modello 3D della struttura

La modellazione della struttura ha tenuto conto della finalità dell'intervento e dei due diversi momenti di verifica:

- a) Ante operam
- b) Post operam
- c) Durante lo svolgimento delle verifiche si sono effettuati i seguenti passi:

- 1) Verifica della struttura esistente per soli carichi statici

In questa condizione, malgrado la ridotta resistenza del calcestruzzo rispetto alle ipotesi di progetto, non si sono manifestate criticità, confermando il giudizio di buon dimensionamento in termini di resistenza.

- 2) Verifica della struttura esistente in condizioni sismiche mediante un'analisi statica non lineare (push over), in grado di evidenziare il grado delle eventuali riserve plastiche delle membrature in opera.

L'analisi del manufatto ha, in questo caso, evidenziato diffuse criticità, riconducibili in primo luogo alla scarsa risposta in campo plastico, ma anche a meccanismi di rottura di tipo fragile, come si evince chiaramente dalle curve di capacità associate alle trentadue condizioni di carico esaminate. Si allegano di seguito lo spettro ADSR e la tabellina delle push over desunte dagli elaborati di calcolo, relativamente allo SLD e allo SLV.

In quest'ultimo il valore minimo del rapporto  $\zeta=s_a/g$  è pari a:

$$\zeta=s_a/g=0,143$$

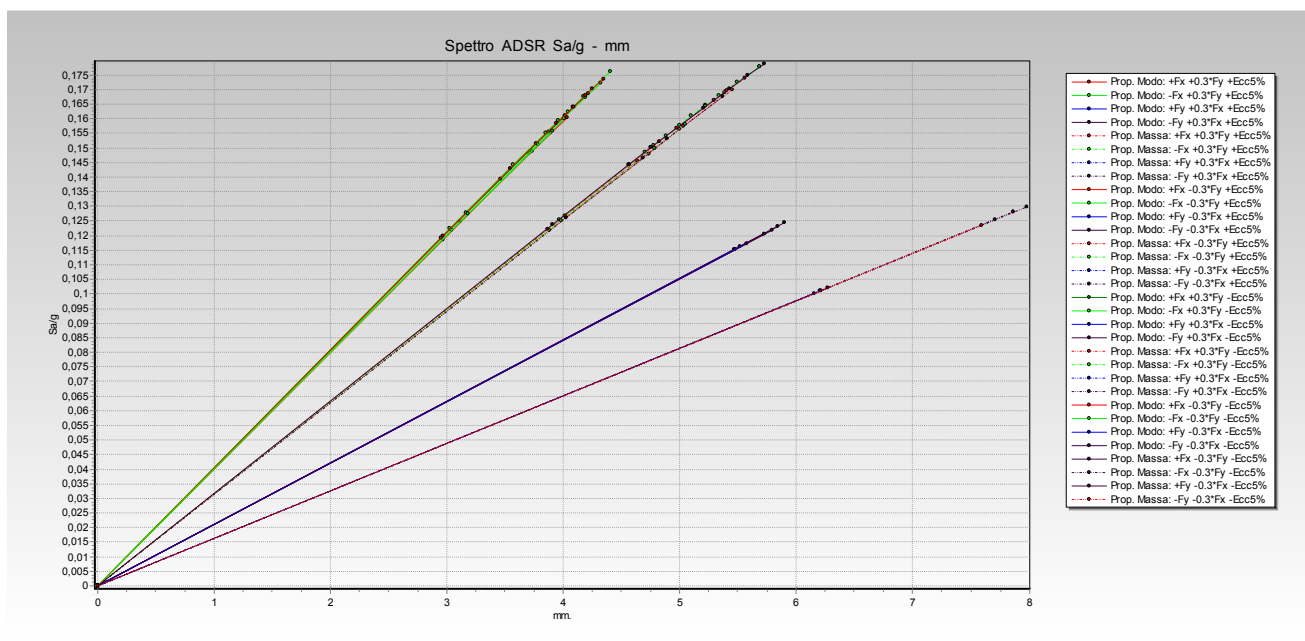


Fig. 31 – Verifica ante operam: spettro ADSR

<b>Numero PushOver</b>	<b>PgaSLD/Pga63%</b>	<b>PgaSLV/Pga10%</b>
1	.584	.243
2	.691	.287
3	.478	.143
4	.505	.154
5	.611	.254
6	.717	.298
7	.451	.143
8	.584	.188
9	.611	.254
10	.664	.276
11	.478	.143
12	.505	.154
13	.691	.276
14	.717	.298
15	.451	.143
16	.584	.188
17	.664	.276
18	.611	.254
19	.478	.143
20	.505	.154
21	.691	.287
22	.611	.254
23	.451	.143
24	.584	.176
25	.691	.287
26	.584	.232
27	.478	.154
28	.505	.154
29	.717	.298
30	.664	.276
31	.478	.143
32	.558	.176
<b>Min. PgaSL/Pga%</b>	<b>.451</b>	<b>.143</b>

Fig. 32 – Verifica ante operam: valori del rapporto  $\zeta$

## 2) Verifica della struttura post operam

Nella struttura post operam viene modellato l'intervento di confinamento dei nodi esterni, che sarà realizzato mediante tecniche FRP.

Per far sì che il programma di calcolo consideri confinati i nodi perimetrali in elevazione dall'esterno, si è scelto di non far eseguire la verifica dei nodi. Ciò equivale ad escludere che i nodi collassino prima di travi e pilastri in essi convergenti, circostanza resa possibile dall'intervento di rinforzo, la cui verifica sarà successivamente eseguita utilizzando le sollecitazioni derivanti dal calcolo generale della struttura.

Per quanto riguarda i nodi interni, si assume che la presenza di un impalcato rigido collabori significativamente nel loro effettivo e completo confinamento. L'ipotesi è corroborata dalla circostanza che le analisi eseguite hanno evidenziato come i nodi interessati da meccanismi di rottura siano esterni, in particolare quelli corrispondenti alle quattro pilastrate d'angolo e ai due pilastri 10 e 13 in corrispondenza del vano scala. Nello stato attuale l'analisi push over non ha rilevato fenomeni di crisi in nodi interni, se non dopo il verificarsi di altri fenomeni di collasso.

Oltre ai nodi esterni, si è scelto di intervenire anche sui nodi del vano scala non confinati.

È stato così determinato il seguente valore del rapporto  $\zeta$ :

$$\zeta_A = s_a/g = 0,287$$

con un conseguente incremento pari a:

$$\Delta\zeta = 0,144$$

Risulta così superato il limite di 0,1 necessario per poter dichiarare conseguito il miglioramento sismico dell'edificio.

Si riportano la tabellina riepilogativa dell'analisi push over e lo spettro ADSR relativi allo stato di progetto.

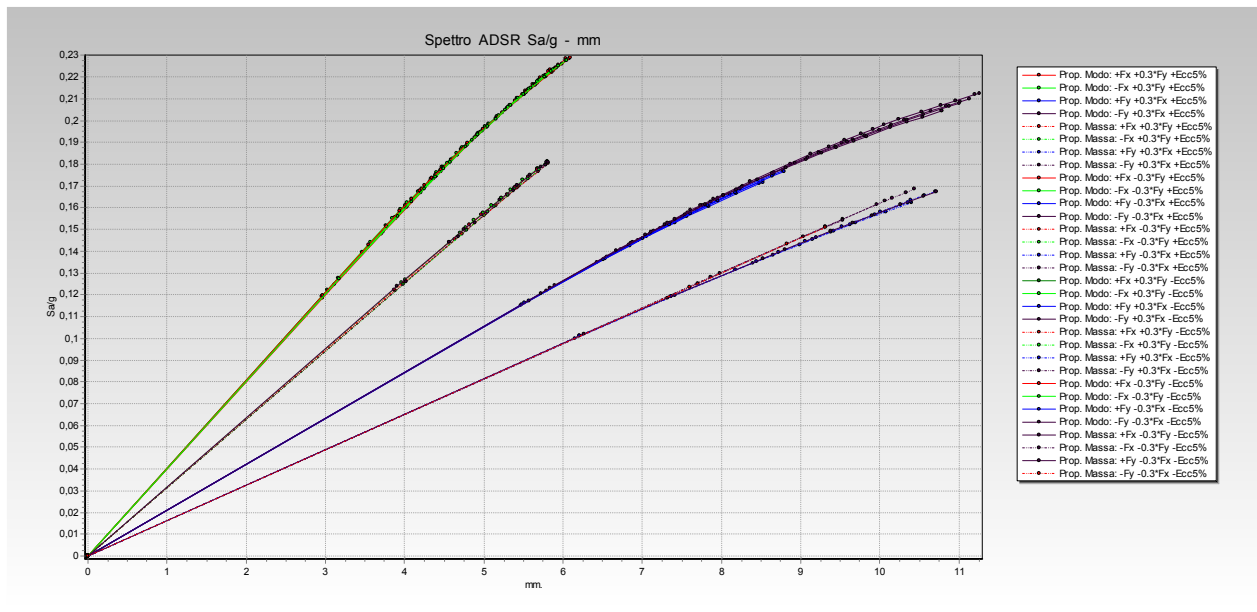


Fig. 33 – Verifica post operam: spettro ADSR

<b>Numero PushOver</b>	<b>PgaSLD/Pga63%</b>	<b>PgaSLV/Pga10%</b>
1	.925	.385
2	.935	.389
3	.744	.309
4	.954	.397
5	.717	.298
6	.717	.298
7	.77	.32
8	.744	.309
9	.944	.393
10	.963	.397
11	.744	.298
12	.963	.401
13	.744	.309
14	.744	.309
15	.77	.32
16	.77	.32
17	.935	.389
18	.925	.385
19	.77	.309
20	.944	.389
21	.717	.298
22	.717	.298
23	.797	.331
24	.717	.287
25	.963	.397
26	.954	.397
27	.77	.309
28	.925	.385
29	.744	.309
30	.744	.309
31	.797	.331
32	.691	.287
<b>Min. PgaSL/Pga%</b>	<b>.691</b>	<b>.287</b>

Fig. 34 – Verifica post operam: valori del rapporto  $\zeta$

## 10. RINFORZO DEI NODI ESTERNI

Sui nodi esterni si interverrà mediante l'applicazione di un sistema di rinforzo costituito da:

- a) applicazione, con ciclo epossidico, di un tessuto in fibra di carbonio unidirezionale, secondo le modalità previste dalla voce 21.03.11 del Prezzario della Regione Sicilia (2022, secondo semestre). Caratteristiche del tessuto secco:
  - grammatura  $600 \text{ g/m}^2$
  - tensione di rottura a trazione  $> 4800 \text{ Mpa}$
  - modulo elastico a trazione  $\geq 230 \text{ GPa}$
  - allungamento a rottura  $> 1,5\%$
  - spessore equivalente  $0,331 \text{ mm}$
- b) applicazione, con ciclo epossidico, di un tessuto in fibra di carbonio quadriassiale, secondo le modalità previste dalla voce 21.03.14 del Prezzario della Regione Sicilia (2022, secondo semestre). Caratteristiche del tessuto secco:
  - grammatura  $380 \text{ g/m}^2$
  - tensione di rottura a trazione  $> 4800 \text{ Mpa}$
  - modulo elastico a trazione  $\geq 230 \text{ GPa}$
  - allungamento a rottura  $\approx 2,1\%$
  - spessore equivalente  $> 0.05 \text{ mm}$
  - area resistente per unità di larghezza  $\geq 50 \text{ mm}^2/\text{m}$
  - carico massimo per unità di larghezza  $\geq 250 \text{ kN/m}$
  - adesione al calcestruzzo  $\geq 2 \text{ Mpa}$
- c) applicazione di ancoraggi in corda di fibra di carbonio unidirezionali (c.d. “connettori fiocco”), secondo le modalità previste dalla voce 21.03.15 del Prezzario della Regione Sicilia (2022, secondo semestre), di diametro pari a  $12 \text{ mm}$ , lunghezza di inghisaggio  $200 \text{ mm}$ , lunghezza di sfiocco  $100 \text{ mm}$ .

L'intervento è inquadrato come miglioramento sismico, per cui ogni nodo è stato verificato con riguardo, oltre che alle dimensioni geometriche degli elementi convergenti ed alle caratteristiche meccaniche dei materiali e ai dettagli costruttivi così come desunti dal piano d'indagini e dalla consultazione degli elaborati del progetto originario, anche alle sollecitazioni derivanti dall'analisi push over effettuata.

I risultati sono in grado di attestare, per ogni nodo, il raggiungimento di un significativo incremento di capacità resistente del nodo.

Per l'esecuzione delle verifiche è stato utilizzato il software JOINT FRP, rilasciato in licenza d'uso gratuita dagli autori (Ciro Del Vecchio, Marco Di Ludovico, Alberto Balsamo, Andrea Prota) e dal Consorzio ReLUIS (Consorzio della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e Strutturale).

Il software è stato sviluppato e realizzato nell'ambito delle attività di ricerca condotte nel progetto DPC-ReLUIS 2019-2021, WP5 "Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati" ed utilizza un approccio di calcolo in accordo con le vigenti norme tecniche D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" e con le formulazioni di verifica dei nodi esistenti riportate nella relativa Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018". Il metodo di calcolo per quantificare il contributo del rinforzo in FRP è quello proposto dal fib bulletin 90 (2019), che tratta il rinforzo di strutture esistenti con FRP.

Il software, calibrato su prove sperimentali, presenta le caratteristiche di affidabilità e attendibilità dei risultati, unitamente all'idoneità di applicazione al caso specifico in oggetto, in accordo con quanto prescritto al § 10.2 delle NTC 2018.

Per la descrizione del software si fa riferimento al relativo manuale d'uso, di cui si riportano gli stralci più significativi per le verifiche effettuate.

"Il software permette di progettare il sistema di rinforzo in FRP di nodi in c.a. non interamente confinati con specifico riferimento ai nodi d'angolo e nodi di parete"

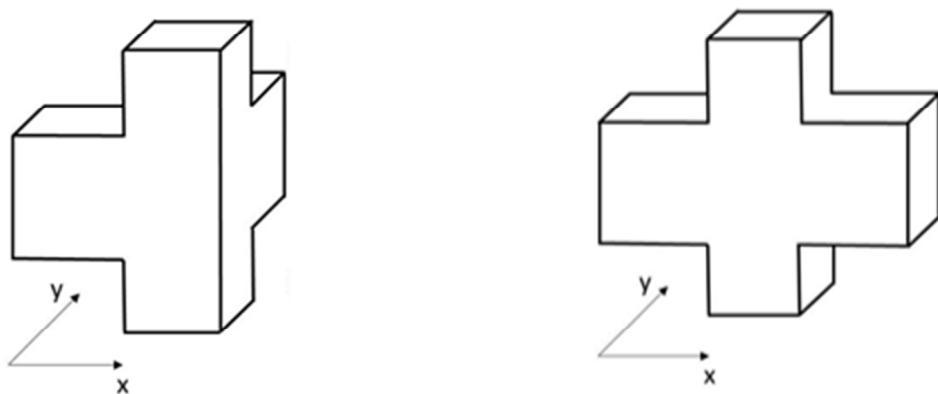


Fig. 35 – Nodi d'angolo e di parete (da manuale d'uso JointFRP)

“Con riferimento [...] alla Figura 3 -6 [...], le dimensioni richieste come input [...] sono le seguenti:

$bb_{sx}$  = base della sezione trasversale della trave a sinistra del nodo in mm;

$hb_{sx}$  = altezza della sezione trasversale della trave a sinistra del nodo in mm;

$bb_{dx}$  = base della sezione trasversale della trave a destra del nodo;

$hb_{dx}$  = altezza della sezione trasversale della trave a destra del nodo;

$bc$  = base della sezione trasversale del pilastro convergente nel nodo (direzione ortogonale alla direzione di verifica del nodo);

$hc$  = altezza della sezione trasversale del pilastro convergente nel nodo (direzione parallela alla direzione di verifica del nodo).

Luce campata sinistra = distanza di interasse tra i pilastri della campata a sinistra del nodo;

Luce campata destra = distanza di interasse tra i pilastri della campata a destra del nodo;

Altezza interpiano superiore = distanza di interasse tra le travi del piano al di sopra del nodo;

Altezza interpiano inferiori = distanza di interasse tra le travi del piano al di sotto del nodo.”

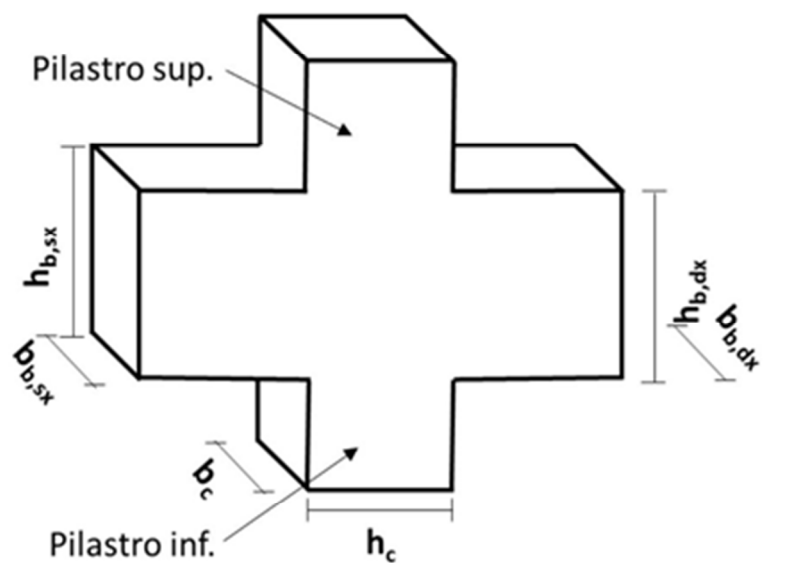


Fig. 36 – Geometria del nodo di parete (da manuale d’uso JointFRP)

“Nella sezione 4 [...] è possibile inserire i vari registri di armatura per ciascuno dei pilastri e delle travi convergenti nel nodo.”

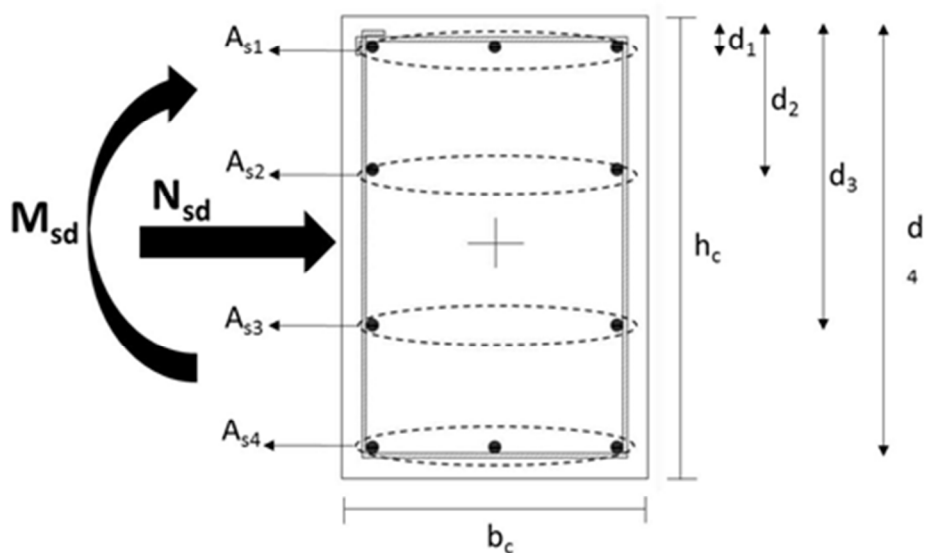


Fig. 37 – Definizione registri di armature per i pilastri (da manuale d’uso Joint FRP)

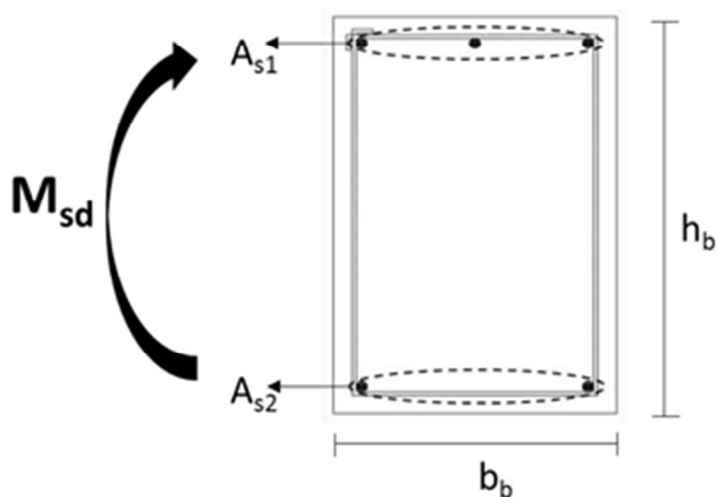


Fig. 38 – Definizione registri di armature per le travi (da manuale d’uso Joint FRP)

“All’interno dell’approccio di calcolo secondo l’Approccio basato su valori scelti delle sollecitazioni, nel caso in cui il progettista decidesse di inserire i dettagli di armatura, nella sezione

6 il software effettua un controllo che le sollecitazioni da analisi non generino un taglio di nodo superiore al massimo trasmissibile e collegato allo snervamento delle armature longitudinali di travi o pilastri in esso convergenti. In caso contrario il software procede al calcolo, ma restituisce un messaggio di errore.”

“La caratterizzazione dei materiali, la definizione dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza segue le prescrizioni delle normative vigenti (§8.5.4 NTC 2018 e C8.5.4.2 e Circolare del 2019).

In sintesi, i dati da inserire sono i seguenti:

$f_{cm}$  : resistenza media cilindrica a compressione del calcestruzzo;

$f_{ym}$  : tensione media di snervamento dell'acciaio;

$g_c$  : è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo (pari a 1.5) il cui uso è suggerito al C8.7.2.3.5 della circolare (Circolare 2019) per la valutazione della capacità a taglio di elementi sismici primari per verifiche fragili;

$g_{Rd}$  : è il fattore di sovrarresistenza da scegliere in accordo con i valori suggeriti in Tab. 7.2.I dell'NTC 2018.”

“[...] è necessario inserire tutte le sollecitazioni presenti sugli elementi convergenti nel nodo. Esso possono essere calcolate sulla base di una analisi locale o ricavate dall'analisi sismica globale eseguita con riferimento all'intensità sismica di progetto. In particolare, per il calcolo del taglio totale agente nel nodo ( $V_j$ ) secondo la formula [7.4.6] delle NTC 2018 necessario a definire la domanda in termini di tensione principale di trazione nel nodo valutata in accordo alla formulazione C8.7.2.11 riportata nella Circolare (2019), è necessario inserire il momento flettente  $M_{Ed}$  agente alle estremità delle due travi convergenti nel nodo e lo sforzo normale  $N_{Ed}$  agente alla base del pilastro superiore. Inoltre, è necessario inserire anche lo sforzo di taglio,  $V_{Ed}$ , agente alla base del pilastro superiore. Nel caso in cui vengano specificati i dettagli di armatura è necessario inserire anche lo sforzo assiale sollecitante in testa al pilastro inferiore per permettere il calcolo del momento di snervamento in regime di presso-flessione.”

“Le verifiche di resistenza sono effettuate in accordo a quanto prescritto nella Circolare n.7 del 2019 di cui si riporta un estratto.

*La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come*

definiti al §7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left( \frac{N}{2A_j} \right)^2 + \left( \frac{V_j}{A_j} \right)^2} \right| \leq 0,3 \sqrt{f_c} \quad (f_c \in \text{MPa}) \quad (1)$$

In accordo con quanto prescritto nella Circolare la capacità resistente del pannello di nodo viene fissata all'attingimento di una tensione principale di trazione pari a  $0,3\sqrt{f_c}$ . La domanda viene calcolata in funzione del taglio di nodo,  $V_j$ , e dello sforzo normale agente alla base del pilastro superiore.

La verifica può dare i seguenti esiti:

- Crisi a taglio trazione del nodo = è necessario rinforzare il nodo con FRP per sostenere l'intera domanda di taglio o parte di essa;
- Verifica soddisfatta = non è necessario rinforzare il nodo, in quanto il contributo offerto dalla resistenza a trazione del calcestruzzo è sufficiente a sostenere l'intera domanda di taglio."

La procedura di calcolo della domanda di taglio di nodo, nel caso di approccio basato sui valori delle sollecitazioni, prevede i seguenti passi:

- Calcolo della tensione tangenziale nel nodo

$$v_{jh}^d = \frac{V_{jh,d}}{b_j * h_j} \quad (2)$$

dove:

$V_{jh,d}$  = taglio agente nel nodo;

$b_j$  = base della sezione del nodo [§7.4.4.3.1 NTC2018]

$h_j$  = altezza della sezione del nodo [§7.4.4.3.1 NTC2018]

- Calcolo della tensione normale agente nel nodo

$$f_a = \frac{N_{Ed}}{b_j * h_j} \quad (3)$$

dove:

NEd = sforzo normale alla base del pilastro superiore convergente nel nodo;

b<sub>j</sub> = base della sezione del nodo [§7.4.4.3.1 NTC2018]

h<sub>j</sub> = altezza della sezione del nodo [§7.4.4.3.1 NTC2018]

- Taglio agente nel nodo

$$V_{jh,d,max} = V_{jh,d} = \frac{M_{Ed,sx}}{0,9*(h_{b,sx}-c)} + \frac{M_{Ed,dx}}{0,9*(h_{b,dx}-c)} - V_{Ed} \quad (7)$$

dove:

M<sub>Ed,sx</sub> = momento flettente agente nella trave sinistra convergente nel nodo;

h<sub>b,sx</sub> = altezza della sezione della trave sinistra convergente nel nodo;

c = copriferro della trave;

M<sub>Ed,dx</sub> = momento flettente agente nella trave destra convergente nel nodo;

h<sub>b,dx</sub> = altezza della sezione della trave destra convergente nel nodo;

V<sub>Ed</sub> = taglio agente alla base del pilastro superiore convergente nel nodo.”

“Il progetto del rinforzo mediante FRP consiste nel determinare il numero di strati di materiale composito da applicare al nodo per incrementarne la resistenza in termini di tensione principale di trazione in accordo con il C8.7.4.3 della Circolare n. 7 del 2019. L’approccio progettuale implementato nel software è l’Approccio 2 del fib Bulletin 90 (2019), la cui procedura di calibrazione, effettuata su un database di prove sperimentali di nodi non-confinati rinforzati con FRP, è riportata in dettaglio in (Del Vecchio et al., 2015).

Tale approccio, definito lo schema di rinforzo, il materiale, la tipologia di tessuto, le caratteristiche geometriche e meccaniche ed il numero di strati, consente di valutare l’incremento di tensione principale di trazione nel pannello di nodo dovuto al rinforzo in FRP,  $\sigma_{jt,FRP}$ , che va ad aggiungersi alla resistenza del solo calcestruzzo assunta pari a  $0.3\sqrt{f_c}$  secondo quanto mostrato in precedenza (Figura 8-1).

La tensione principale di trazione che il rinforzo in FRP può sostenere è calcolabile attraverso l’equazione (8).

dove:

$$\sigma_{jt,FRP} = \frac{\varepsilon_{f,d} * E_f * A_f}{\left( \frac{b_c * h_c}{\sin \theta} \right)} \quad (8)$$

$\varepsilon_{f,d}$  è la def

orso la formula

(9):

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; 34 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{A_f E_f} \right)^{0.6} \right\} \quad (9)$$

dove:

$f_{cm}$  valore della resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo preesistente. Si specifica che tale formula è stata calibrata su prove sperimentali considerando le diverse incertezza e rispettando i requisiti di sicurezza suggeriti dall' Eurocodice 0 (1992) . I coefficienti di sicurezza sono già inclusi nel coefficiente di modello e non necessita dell'uso di ulteriori coefficienti parziali o fattori di confidenza;

$\varepsilon_{fk}$  deformazione caratteristica a rottura del composito;

$\eta_a$  fattore di conversione ambientale secondo quanto riportato in Tabella 3-2 delle CNR DT-200

(2008);

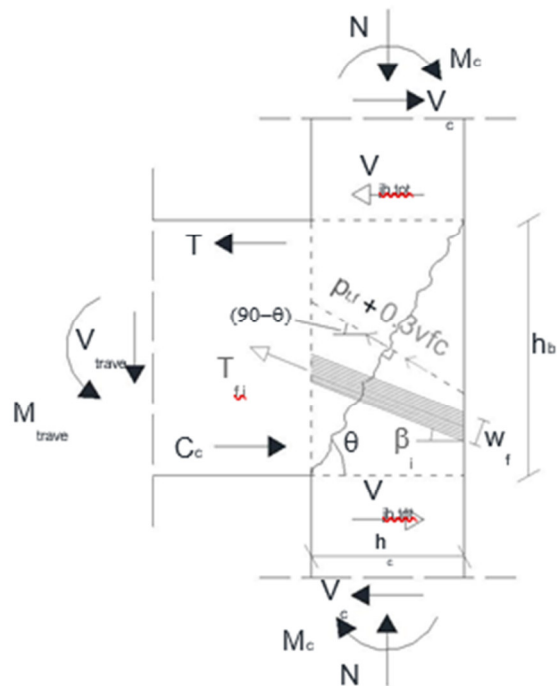
$\gamma_f$ coefficiente parziale secondo quanto riportato in Tabella 3-1 delle CNR DT-200 (2008);

$E_f$ = modulo elastico del tessuto in FRP;

$A_f$ = area equivalente del rinforzo in FRP, da valutarsi come di seguito riportato.”



(a)



(b)

Fig. 39 – Schema tipo del rinforzo di un nodo d’angolo con FRP (a), modello analitico del rinforzo in FRP (b)  
(da manuale d’uso Joint FRP)

“[...] il software permette di scegliere tra cinque tipologie differenti di tessuto in FRP da applicare sul pannello di nodo, che si differenziano in base alla disposizione delle fibre di tessuto rispetto all’asse orizzontale del nodo:

Quadriassiale;

Biassiale;

Uniassiale  $0^\circ$  (fibre disposte parallelamente all’asse orizzontale del nodo);

Uniassiale  $90^\circ$  (fibre disposte ortogonalmente all’asse orizzontale del nodo);

Personalizzato (fibre con disposizione differente dalle prime quattro).”

“Di seguito, si riportano le formule per il calcolo dell’area di tessuto di rinforzo e per il calcolo della

resistenza offerta dal rinforzo, secondo quanto riportato nel fib bulletin 90 (2019).

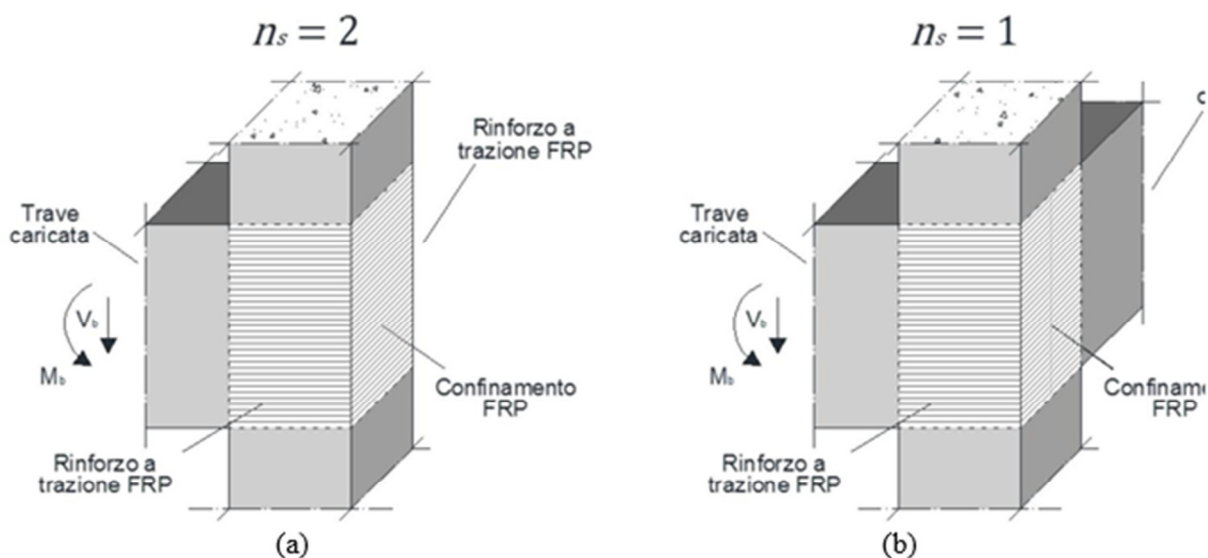


Fig. 40 – Rinforzo di nodi a trazione in FRP: (a) due face ( $n_s=2$ ), (b) una faccia ( $n_s=1$ )

(da manuale d'uso Joint FRP)

AREA DEL RINFORZO (TESSUTO QUADRIASSIALE CON FIBRE INCLINATE A  $0^\circ$ ,  $\pm 45^\circ$ ,  $90^\circ$  RISPETTO ALL'ORIZZONTALE)

$$A_f = n_s * n_l * t_f * h_c * \cos \theta * (1 + \tan \theta + 2 * (\tan \theta)^2) \quad (10)$$

AREA DEL RINFORZO (TESSUTO BIASSIALE CON FIBRE INCLINATE A  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  RISPETTO ALL'ORIZZONTALE)

$$A_f = n_s * n_l * t_f * h_c * \cos \theta * (1 + (\tan \theta)^2) \quad (11)$$

AREA DEL RINFORZO (TESSUTO UNIASSIALE CON FIBRE INCLINATE A  $0^\circ$  RISPETTO ALL'ORIZZONTALE)

$$A_f = n_s * n_l * t_f * h_c * \sin \theta \quad (12)$$

AREA DEL RINFORZO (TESSUTO UNIASSIALE CON FIBRE INCLINATE A  $90^\circ$  RISPETTO ALL'ORIZZONTALE)

$$A_f = n_s * n_l * t_f * h_c * \cos \theta \quad (13)$$

[...]

dove:

$n_s$  = numero di lati del pannello di nodo rinforzati a taglio (si veda Figura 8-3);

$n_l$  = numero di strati di rinforzo;

$t_f$  = spessore equivalente del tessuto secco in FRP;

$h_c$  = altezza della sezione del pilastro;

$q = \arctan(h_b / h_c)$ ;

$h_b$  = altezza della sezione della trave convergente nel nodo;

$h_j$  = altezza della sezione del nodo.

$A_{f,1}$  = area di tessuto nella direzione 1 delle fibre;

$t_{f,1}$  = spessore del tessuto nella direzione 1 delle fibre;

$A_{f,2}$  = area di tessuto nella direzione 2 delle fibre;

$t_{f,2}$  = spessore del tessuto nella direzione 2 delle fibre;

$A_{f,3}$  = area di tessuto nella direzione 3 delle fibre;

$t_{f,3}$  = spessore del tessuto nella direzione 3 delle fibre;

$A_{f,4}$  = area di tessuto nella direzione 4 delle fibre;

$t_{f,4}$  = spessore del tessuto nella direzione 4 delle fibre;

$\beta_i$  = inclinazione rispetto all'orizzontale della fibra lungo la i-esima direzione.”

“La verifica di resistenza del sistema rinforzato con FRP è condotta considerando la capacità come la somma della capacità a trazione offerta dal calcestruzzo e di quella offerta dal rinforzo (Eq. 19); la domanda viene calcolata specificato nella sezione 7.

$$\sigma_{jt,tot} = 0.3 * \sqrt{f_{cd}} + \sigma_{jt,FRP} \geq \sigma_{jt} \quad (19)$$

La verifica può dare i seguenti esiti:

- E' possibile incrementare il numero di strati = il numero di strati di FRP adottati per rinforzare il nodo non è sufficiente al soddisfacimento della verifica, pertanto è possibile aumentare in sezione 8 il numero di strati per incrementare la capacità resistente offerta dal rinforzo; tuttavia, al fine di ricordare all'utente che l'efficacia di sistemi di rinforzo in FRP decresce significativamente all'aumentare del numero di strati e che la corretta messa in opera del rinforzo può essere influenzata dal numero di strati adottati, qualora venga inserito dall'utente un numeri di strati superiore a 3, il software restituisce il seguente messaggio di warning: "E' consigliabile non utilizzare un numero di strati superiore a 3";
- Verifica soddisfatta = la capacità del nodo rinforzato con FRP è superiore alla domanda.

Il programma consente anche di valutare l'incremento percentuale di capacità resistente del nodo (molto utile nel caso di rinforzi locali per i quali è si richiede nella relazione illustrativa di riportare "la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza", Circolare §C.8.4.1) a seguito del rinforzo, attraverso la seguente formula:

$$\text{Incremento di capacità resistente nodo} = \frac{\sigma_{jt,tot} - 0.3 * \sqrt{f_{cd}}}{0.3 * \sqrt{f_{cd}}} * 100 \quad (20)$$

Si riportano di seguito i dati di input e gli esiti delle verifiche. Si noti il significativo incremento di resistenza (almeno il 25%) per tutti i nodi interessati dall'intervento.

Nodo	Pilastro		Trave sx		Trave dx		Campata	
	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>sx [m]</i>	<i>dx [m]</i>
<i>PT1</i>	70	30	30	55	-	-	3,90	-
<i>PT2</i>	70	30	30	55	30	55	4,00	3,90
<i>PT3</i>	30	70	-	-	30	55	-	4,00
<i>PT10</i>	90	30	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PT13</i>	90	30	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PT22</i>	70	30	30	55	-	-	3,90	-
<i>PT24</i>	70	30	-	-	30	55	-	3,90
<i>PR1</i>	30	60	30	55	-	-	3,90	-
<i>PR2</i>	30	60	30	55	30	55	4,00	3,90
<i>PR3</i>	30	60	-	-	30	55	-	4,00
<i>PR10</i>	30	60	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PR13</i>	30	60	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PR22</i>	30	60	30	55	-	-	4,00	-
<i>PR24</i>	30	60	-	-	30	55	-	3,90
<i>PP1</i>	30	60	30	55	-	-	3,90	-
<i>PP2</i>	30	60	30	55	30	55	4,00	3,90
<i>PP3</i>	30	60	-	-	30	55	-	4,00
<i>PP10</i>	30	60	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PP13</i>	30	60	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PP22</i>	30	60	30	55	-	-	4,00	-
<i>PP24</i>	30	60	-	-	30	55	-	3,90
<i>PS1</i>	30	50	30	55	-	-	4,10	-
<i>PS2</i>	30	50	30	55	30	55	4,00	4,10
<i>PS3</i>	30	50	-	-	30	55	-	4,10
<i>PS10</i>	30	50	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PS13</i>	30	50	30	55	30	55	2,90	2,90
<i>PS22</i>	30	50	30	55	-	-	4,10	-
<i>PS24</i>	30	50	-	-	30	55	-	4,00

Fig. 41 – Dati input: geometria dei nodi in direzione X

Nodo	Pilastro		Trave sx		Trave dx		Campata	
	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>sx [m]</i>	<i>dx [m]</i>
PT1	30	70	30	55	-	-		
PT3	70	30	-	-	30	55		
PT4	70	30	30	55	30	55		
PT6	70	30	30	55	30	55		
PT7	70	30	30	55	30	55		
PT9	70	30	30	55	30	55		
PT10	30	90	30	55	30	55		
PT12	70	30	30	55	30	55		
PT13	30	90	30	55	30	55		
PT15	70	30	30	55	30	55		
PT16	70	30	30	55	30	55		
PT18	70	30	30	55	30	55		
PT19	70	30	30	55	30	55		
PT21	70	30	30	55	30	55		
PT22	30	70	30	55	-	-		
PT24	70	30	-	-	30	55		
PR1	30	60	30	55	-	-		
PR3	60	30	-	-	30	55		
PR4	60	30	30	55	30	55		
PR6	60	30	30	55	30	55		
PR7	60	30	30	55	30	55		
PR9	60	30	30	55	30	55		
PR10	30	90	30	55	30	55		
PR12	60	30	30	55	30	55		
PR13	30	90	30	55	30	55		
PR15	60	30	30	55	30	55		
PR16	60	30	30	55	30	55		
PR18	60	30	30	55	30	55		
PR19	60	30	30	55	30	55		
PR21	60	30	30	55	30	55		
PR22	30	60	30	55	-	-		
PR24	60	30	-	-	30	55		
PP1	30	60	30	55	-	-		
PP3	60	30	-	-	30	55		
PP4	60	30	30	55	30	55		
PP6	60	30	30	55	30	55		
PP7	60	30	30	55	30	55		
PP9	60	30	30	55	30	55		
PP10	30	90	30	55	30	55		
PP12	60	30	30	55	30	55		

Nodo	Pilastro		Trave sx		Trave dx		Campata	
	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>b [cm]</i>	<i>h [cm]</i>	<i>sx [m]</i>	<i>dx [m]</i>
PP13	30	90	30	55	30	55		
PP15	60	30	30	55	30	55		
PP16	60	30	30	55	30	55		
PP18	60	30	30	55	30	55		
PP19	60	30	30	55	30	55		
PP21	60	30	30	55	30	55		
PP22	30	60	30	55	-	-		
PP24	60	30	-	-	30	55		
PS1	30	50	30	55	-	-	4,10	-
PS3	30	50	-	-	30	55	-	4,80
PS4	50	30	30	55	30	55	2,90	2,50
PS6	50	30	30	55	30	55	2,70	2,50
PS7	50	30	30	55	30	55	2,50	2,90
PS9	50	30	30	55	30	55	2,50	2,90
PS10	30	90	30	55	30	55	2,90	2,90
PS12	50	30	30	55	30	55	2,90	2,50
PS13	30	90	30	55	30	55	2,90	2,90
PS15	50	30	30	55	30	55	2,90	2,90
PS16	50	30	30	55	30	55	2,90	2,50
PS18	50	30	30	55	30	55	2,90	2,50
PS19	50	30	30	55	30	55	2,50	2,90
PS21	50	30	30	55	30	55	2,50	2,90
PS22	30	50	30	55	-	-	4,10	-
PS24	30	50	-	-	30	55	-	4,00

Fig. 42 – Dati input: geometria dei nodi in direzione y

Nodo	Pilastro superiore								Pilastro inferiore							
	$As_1 [mm^2]$	$d_1 [mm]$	$As_2 [mm^2]$	$d_2 [mm]$	$As_3 [mm^2]$	$d_3 [mm]$	$As_4 [mm^2]$	$d_4 [mm]$	$As_1 [mm^2]$	$d_1 [mm]$	$As_2 [mm^2]$	$d_2 [mm]$	$As_3 [mm^2]$	$d_3 [mm]$	$As_4 [mm^2]$	$d_4 [mm]$
PT1	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	110	308	190	616	270
PT2	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	110	308	190	616	270
PT3	462	30	308	300	462	570	-	-	924	30	308	243	308	456	924	670
PT10	770	30	308	110	308	590	770	870	770	30	308	310	308	590	770	870
PT13	770	30	308	110	308	590	770	870	770	30	308	310	308	590	770	870
PT22	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	110	308	190	616	270
PT23	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	110	308	190	616	270
PT24	462	30	308	300	462	570	-	-	924	30	308	243	308	456	924	670
PR1	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PR2	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PR3	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-
PR10	770	30	308	110	308	590	770	870	770	30	308	110	308	590	770	870
PR13	770	30	308	110	308	590	770	870	770	30	308	110	308	590	770	870
PR22	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PR23	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PR24	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-
PP1	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PP2	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PP3	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-
PP10	770	30	308	110	308	590	770	870	770	30	308	110	308	590	770	870
PP13	770	30	308	110	308	590	770	870	770	30	308	110	308	590	770	870
PP22	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PP23	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PP24	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-
PS1	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PS2	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PS3	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	250	462	470	-	-
PS10	-	-	-	-	-	-	-	-	770	30	308	110	308	590	770	870
PS13	-	-	-	-	-	-	-	-	770	30	308	110	308	590	770	870
PS22	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PS23	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-
PS24	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	250	462	470	-	-

Fig. 43 – Dati input: armature dei pilastri (verifiche in direzione x)

Nodo	Pilastro superiore								Pilastro inferiore											
	$As_1 [mm^2]$	$d_1 [mm]$	$As_2 [mm^2]$	$d_2 [mm]$	$As_3 [mm^2]$	$d_3 [mm]$	$As_4 [mm^2]$	$d_4 [mm]$	$As_1 [mm^2]$	$d_1 [mm]$	$As_2 [mm^2]$	$d_2 [mm]$	$As_3 [mm^2]$	$d_3 [mm]$	$As_4 [mm^2]$	$d_4 [mm]$	$As_5 [mm^2]$	$d_5 [mm]$	$As_6 [mm^2]$	$d_6 [mm]$
PT1	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	350	462	670	-	-	-	-	-	-
PT3	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	78	308	126	308	174	308	222	616	270
PT4	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT6	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT7	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT9	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT10	616	30	308	310	308	590	616	870	616	30	308	240	308	450	308	690	616	870	-	-
PT12	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT13	616	30	308	310	308	590	616	870	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT15	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT16	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT18	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT19	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT21	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PT22	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	350	462	270	-	-	-	-	-	-
PT24	462	30	308	150	462	270	-	-	616	30	308	90	308	150	308	210	616	270	-	-
PR1	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PR3	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR4	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR6	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR7	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR9	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR10	616	30	308	310	308	590	616	870	616	30	308	310	308	590	616	870	-	-	-	-
PR12	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR13	616	30	308	310	308	590	616	870	616	30	308	310	308	590	616	870	-	-	-	-
PR15	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR16	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR18	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR19	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR21	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PR22	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PR24	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PP1	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PP3	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP4	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP6	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP7	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP9	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP10	616	30	308	310	308	590	616	870	616	30	308	310	308	590	616	870	-	-	-	-
PP12	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP13	616	30	308	310	308	590	616	870	616	30	308	310	308	590	616	870	-	-	-	-
PP15	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP16	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP18	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP19	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP21	462	30	308	150	462	270	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PP22	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PP24	462	30	308	300	462	570	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PS1	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PS3	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS4	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS6	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS7	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS9	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS10	-	-	-	-	-	-	-	-	616	30	308	310	308	590	616	870	-	-	-	-
PS12	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS13	-	-	-	-	-	-	-	-	616	30	308	310	308	590	616	870	-	-	-	-
PS15	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS16	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS18	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS19	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS21	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	150	462	270	-	-	-	-	-	-
PS22	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-
PS24	-	-	-	-	-	-	-	-	462	30	308	300	462	570	-	-	-	-	-	-

Fig. 44 – Dati input: armature dei pilastri (verifiche in direzione y)

Nodo	Trave sx		Trave dx	
	$As_1 [mm^2]$	$As_2 [mm^2]$	$As_1 [mm^2]$	$As_2 [mm^2]$
PT1	770	462	-	-
PT2	770	462	770	462
PT3	-	-	616	462
PT4	770	462	770	462
PT6	770	462	770	462
PT7	770	462	770	462
PT9	770	462	770	462
PT10	770	462	770	462
PT12	770	462	770	462
PT13	770	462	770	462
PT15	770	462	770	462
PT16	770	462	770	462
PT18	770	462	770	462
PT19	770	462	770	462
PT21	770	462	770	462
PT22	770	462	-	-
PT24	-	-	770	462
PR1	770	462	-	-
PR2	770	462	770	462
PR3	-	-	616	462
PR4	770	462	770	462
PR6	770	462	770	462
PR7	770	462	770	462
PR9	770	462	770	462
PR10	770	462	770	462
PR12	770	462	770	462
PR13	770	462	770	462
PR15	770	462	770	462
PR16	770	462	770	462
PR18	770	462	770	462
PR19	770	462	770	462
PR21	770	462	770	462
PR22	770	462	-	-
PR24	-	-	770	462
PP1	770	462	-	-
PP2	770	462	770	462
PP3	-	-	616	462
PP4	770	462	770	462
PP6	770	462	770	462
PP7	770	462	770	462
PP9	770	462	770	462

Nodo	Trave sx		Trave dx	
	$As_1 [mm^2]$	$As_2 [mm^2]$	$As_1 [mm^2]$	$As_2 [mm^2]$
PP10	770	462	770	462
PP12	770	462	770	462
PP13	770	462	770	462
PP15	770	462	770	462
PP16	770	462	770	462
PP18	770	462	770	462
PP19	770	462	770	462
PP21	770	462	770	462
PP22	770	462	-	-
PP24	-	-	770	462
PS1	616	308	-	-
PS2	616	308	616	308
PS3	-	-	616	308
PS4	616	308	616	308
PS6	616	308	616	308
PS7	616	308	616	308
PS9	616	308	616	308
PS10	616	308	616	308
PS12	616	308	616	308
PS13	616	308	616	308
PS15	616	308	616	308
PS16	616	308	616	308
PS18	616	308	616	308
PS19	616	308	616	308
PS21	616	308	616	308
PS22	616	308	-	-
PS24	-	-	616	308

Fig. 45 - dati di input: armature delle travi

Nodi	N (kN)	V (kN)	T (kN)	M (kNm)	n. strati	Verifica Nodo	Incremento resistenza	Verifica tamponatura
PR1_22_PP1_22_Y	146.81	38.80	252.06	129.31	2	Soddisfatta	57%	Soddisfatta
PR3_24_PP3_24_Y	188.95	34.71	214.26	52.07	2	Soddisfatta	57%	Soddisfatta
PR4_7_9_12_16_18_19_21_PP4_7_9_12_16_18_19_21	213.74	30.47	187.68	45.61	2	Soddisfatta	57%	Soddisfatta
PR6_15_PP6_15_Y	180.69	25.89	156.21	37.96	2	Soddisfatta	57%	Soddisfatta
PT10_PT13_Y	420.04	140.98	322.19	252.28	2	Soddisfatta	25%	Soddisfatta
PR10_13_PP10_13_Y	277.79	66.35	274.28	214.76	2	Soddisfatta	25%	Soddisfatta
PT3_24_Y	305.82	32.19	173.27	42.11	2	Soddisfatta	53%	Soddisfatta
PT4_7_9_12_16_18_19_21_Y	306.41	27.30	152.32	37.01	2	Soddisfatta	53%	Soddisfatta
PT1_22_Y	240.96	49.52	243.26	146.69	2	Soddisfatta	40%	Soddisfatta
PT3_24_X	206.42	19.61	127.55	30.99	2	Soddisfatta	53%	Soddisfatta
PT2_23_X	391.99	27.92	126.00	75.98	2	Soddisfatta	40%	Soddisfatta
PT1_22_X	179.93	39.85	55.70	13.53	2	Soddisfatta	53%	Soddisfatta
PR10_13_PP10_13_X	210.46	29.56	203.63	49.48	2	Soddisfatta	38%	Soddisfatta
PR3_24_PP3_24_X	197.13	26.69	226.97	55.15	2	Soddisfatta	57%	Soddisfatta
PR2_23_PP2_23_X	232.72	22.80	158.06	81.08	2	Soddisfatta	57%	Soddisfatta
PR1_22_PP1_22_X	232.72	22.80	158.06	38.41	2	Soddisfatta	47%	Soddisfatta

Fig. 46 – output delle verifiche

Si riportano in allegato i tabulati completi delle verifiche.

## 11. PRESIDIO AL RIBALTAMENTO DELLE MURATURE ESTERNE

L'intervento riguarda l'installazione di presidi al ribaltamento di tamponature perimetrali con intervento sul paramento eterno, mediante applicazione di un sistema FRCM composto da una rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-impregnata, tipo MAPEGRID G 120, e da una malta cementizia premiscelata bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata ad elevata duttilità, tipo PLANITOP HDM MAXI. Il fissaggio monolitico della rete al supporto avviene mediante l'impiego di connettori in fibra di vetro unidirezionali tipo MAPEWRAP G FIOCCO.

### GEOMETRIA DELLE SEZIONI ESISTENTI

Gli elementi in muratura da presidiare sono del tipo in laterizio forato, spessore 30 cm. I pannelli oggetto di ancoraggio hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

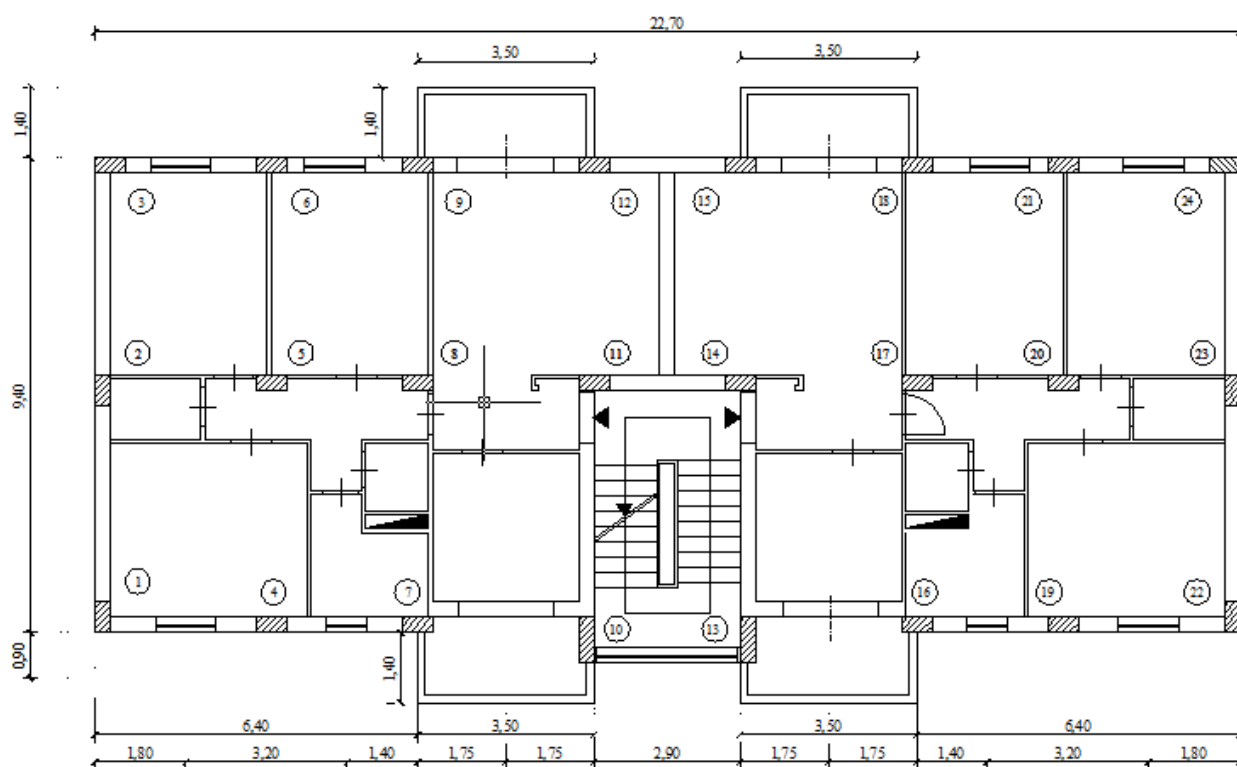


Fig. 47 – Numerazione nodi

Pannello	Piano	Spessore (cm)	Lunghezza (cm)	Altezza (cm)	Quota baricentro (m)
1-2	Terra	12	360	250	5,45
	Primo	12	360	250	8,45
2-3	Terra	12	220	250	5,45
	Primo	12	220	250	8,45
3-4	Terra	12	340	250	5,45
	Primo	12	340	250	8,45
4-5	Terra	12	335	250	5,45
	Primo	12	335	250	8,45
5-6	Terra	12	340	250	5,45
	Primo	12	340	250	8,45
6-7	Terra	12	220	250	5,45
	Primo	12	220	250	8,45
7-8	Terra	12	360	250	5,45
	Primo	12	360	250	8,45
17-18	Terra	12	315	250	5,45
	Primo	12	315	250	8,45
18-19	Terra	12	265	250	5,45
	Primo	12	265	250	8,45
A-B	Terra	12	80	250	5,45
	Primo	12	80	250	8,45
B-C	Terra	12	180	250	5,45
	Primo	12	180	250	8,45
C-D	Terra	12	238	250	5,45
	Primo	12	238	250	8,45
D-E	Terra	12	160	250	5,45
	Primo	12	160	250	8,45
E-F	Terra	12	238	250	5,45
	Primo	12	238	250	8,45
F-G	Terra	12	160	250	5,45
	Primo	12	160	250	8,45
G-H	Terra	12	80	250	5,45
	Primo	12	80	250	8,45
22-23	Terra	12	265	250	5,45
	Primo	12	265	250	8,45
23-24	Terra	12	315	250	5,45
	Primo	12	315	250	8,45

Pannello	Piano	Spessore (cm)	Lunghezza (cm)	Altezza (cm)	Quota baricentro (m)
1-9	Terra	12	435	250	5,45
	Primo	12	435	250	8,45
9-17	Terra	12	390	250	5,45
	Primo	12	390	250	8,45
8-16	Terra	12	435	250	5,45
	Primo	12	435	250	8,45
16-24	Terra	12	390	250	5,45
	Primo	12	390	250	8,45

Fig. 48 – Dati di input pannelli murari

### Materiali esistenti

Le caratteristiche meccaniche della muratura esistente sono:

- Modulo di elasticità normale medio  $E$  5100.0 MPa
- Peso specifico medio  $\gamma$  11.0 kN/m<sup>3</sup>

### Livello di conoscenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive è stato individuato il Livello di Conoscenza LC2 dei diversi parametri coinvolti nel modello e definito il correlato Fattore di Confidenza FC 1.2 da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

### Caratteristiche del sito, della struttura e della parete

#### Parametri di pericolosità sismica del sito

Accelerazione orizzontale massima al sito:  $a_g = 0.161 g$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

$$F_0 = 2.524$$

#### Coefficiente topografico e stratigrafico

Coefficiente stratigrafico

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

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Coefficiente topografico

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

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

Coefficiente relativo alla categoria di sottosuolo e topografica  $S = S_s \cdot S_T = 1.45$

Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata (NTC 2008)

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.489 \text{ s}$$

Dove:

$C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura  
 $H = 12,00$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione

Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{\pi} \sqrt{\frac{L \cdot S \cdot \gamma}{E \cdot \frac{L \cdot S^3}{12} \cdot g \cdot \left(1 - \frac{W_a}{N_{crit}}\right)}} = 0,019 \text{ s}$$

Dove:

$g$  è l'accelerazione gravitazionale pari a  $9,81 \text{ m/s}^2$

$W_a$  è il peso totale della tamponatura ed è pari a  $h \cdot L \cdot S \cdot \gamma$

$N_{crit}$  è lo sforzo normale critico pari a

$$N_{crit} = \frac{\pi^2}{h^2} E \cdot \frac{L \cdot S^3}{12}$$

## Valutazione dell'azione sismica

### Accelerazione massima

$$S_a(T_a) = \left\{ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \text{ per } T_a < aT_1 \quad \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p \text{ per } aT_1 \leq T_a \right. \\ \left. < bT_1 \quad \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S \text{ per } T_a \geq bT_1 \right\}$$

Dove:

$\alpha$  è il rapporto tra accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello Stato Limite in esame e l'accelerazione gravitazionale

$z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione

$a, b, a_p$  sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione

**Tabella C7.2.II-** Parametri  $a, b, a_p$  in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione  $T_1$ .

	$a$	$b$	$a_p$
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0,8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0,3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0,3	1,0	2,5

Nel caso in oggetto, per gli elementi ubicati al piano rialzato ( $z=5,00 \text{ m}$ ), al primo piano ( $z=7,95 \text{ m}$ ) e al secondo piano ( $z=10,90 \text{ m}$ ), si ottiene:

- Piano rialzato:  $S_a(T_a)=0.362 \text{ g}$
- Primo piano:  $S_a(T_a)=0.424 \text{ g}$
- Secondo piano:  $S_a(T_a)=0.487 \text{ g}$

### Domanda sismica sugli elementi non strutturali

$$F_a = \frac{S_a(T_a) \cdot W_a}{q_a}$$

Dove:

$q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento (NTC 2008)

**Tabella 7.2.I – Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale**

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Momento ribaltante:  $M_{rib} = F_a \cdot \frac{h}{2}$

### Verifica della sezione esistente

Momento stabilizzante pre intervento

$$M_{st,pre} = W_a \cdot \frac{s}{2}$$

La verifica risulta non soddisfatta se

$$\frac{M_{st,pre}}{M_{rib}} < 1$$

Tamponatura	Elevazione	h (m)	S <sub>a</sub> (T <sub>a</sub> )	W <sub>a</sub> (kN)	q <sub>a</sub>	F <sub>a</sub> (kN)	M <sub>rib</sub> (kNm)
1-4	R	2.35	0.362	20.16	2.00	3.65	4.29
4-7	R	2.35	0.362	20.16	2.00	3.65	4.29
7-10	R	2.35	0.362	22.49	2.00	4.07	4.78
10-13	R	2.35	0.362	22.49	2.00	4.07	4.78
13-16	R	2.35	0.362	22.49	2.00	4.07	4.78
16-19	R	2.35	0.362	20.16	2.00	3.65	4.29
19-22	R	2.35	0.362	20.16	2.00	3.65	4.29
3-6	R	2.35	0.362	20.16	2.00	3.65	4.29
6-9	R	2.35	0.362	17.84	2.00	3.23	3.79
9-12	R	2.35	0.362	22.49	2.00	4.07	4.78
12-15	R	2.35	0.362	17.84	2.00	3.23	3.79
15-18	R	2.35	0.362	22.49	2.00	4.07	4.78
18-21	R	2.35	0.362	17.84	2.00	3.23	3.79
21-24	R	2.35	0.362	20.16	2.00	3.65	4.29
1-2	R	2.35	0.362	30.24	2.00	5.47	6.43
2-3	R	2.35	0.362	31.02	2.00	5.61	6.60
22-23	R	2.35	0.362	30.24	2.00	5.47	6.43
23-24	R	2.35	0.362	31.02	2.00	5.61	6.60
1-4	1	2.35	0.424	20.16	2.00	4.27	5.02
4-7	1	2.35	0.424	20.16	2.00	4.27	5.02
7-10	1	2.35	0.424	22.49	2.00	4.77	5.60
10-13	1	2.35	0.424	22.49	2.00	4.77	5.60
13-16	1	2.35	0.424	22.49	2.00	4.77	5.60
16-19	1	2.35	0.424	20.16	2.00	4.27	5.02
19-22	1	2.35	0.424	20.16	2.00	4.27	5.02
3-6	1	2.35	0.424	20.16	2.00	4.27	5.02
6-9	1	2.35	0.424	17.84	2.00	3.78	4.44
9-12	1	2.35	0.424	22.49	2.00	4.77	5.60
12-15	1	2.35	0.424	17.84	2.00	3.78	4.44
15-18	1	2.35	0.424	22.49	2.00	4.77	5.60
18-21	1	2.35	0.424	17.84	2.00	3.78	4.44
21-24	1	2.35	0.424	20.16	2.00	4.27	5.02
1-2	1	2.35	0.424	30.24	2.00	6.41	7.53
2-3	1	2.35	0.424	31.02	2.00	6.58	7.73
22-23	1	2.35	0.424	30.24	2.00	6.41	7.53
23-24	1	2.35	0.424	31.02	2.00	6.58	7.73
1-4	2	2.35	0.487	20.16	2.00	4.91	5.77
4-7	2	2.35	0.487	20.16	2.00	4.91	5.77
7-10	2	2.35	0.487	22.49	2.00	5.48	6.43
10-13	2	2.35	0.487	22.49	2.00	5.48	6.43
13-16	2	2.35	0.487	22.49	2.00	5.48	6.43
16-19	2	2.35	0.487	20.16	2.00	4.91	5.77
19-22	2	2.35	0.487	20.16	2.00	4.91	5.77
3-6	2	2.35	0.487	20.163	2.00	4.91	5.77
6-9	2	2.35	0.487	17.8365	2.00	4.34	5.10
9-12	2	2.35	0.487	22.4895	2.00	5.48	6.43
12-15	2	2.35	0.487	17.8365	2.00	4.34	5.10
15-18	2	2.35	0.487	22.4895	2.00	5.48	6.43
18-21	2	2.35	0.487	17.8365	2.00	4.34	5.10
21-24	2	2.35	0.487	20.163	2.00	4.91	5.77
1-2	2	2.35	0.487	30.2445	2.00	7.36	8.65
2-3	2	2.35	0.487	31.02	2.00	7.55	8.88
22-23	2	2.35	0.487	30.2445	2.00	7.36	8.65
23-24	2	2.35	0.487	31.02	2.00	7.55	8.88

Fig. 49 – Momento ribaltante

Tamponatura	Elevazione	s (m)	W <sub>a</sub> (kN)	M <sub>st pre</sub> (kNm)	M <sub>st pre</sub> /M <sub>rib</sub>	Esito verifica
1-4	R	0.3	20.16	3.02	0.71	NON SODDISFATTA
4-7	R	0.3	20.16	3.02	0.71	NON SODDISFATTA
7-10	R	0.3	22.49	3.37	0.71	NON SODDISFATTA
10-13	R	0.3	22.49	3.37	0.71	NON SODDISFATTA
13-16	R	0.3	22.49	3.37	0.71	NON SODDISFATTA
16-19	R	0.3	20.16	3.02	0.71	NON SODDISFATTA
19-22	R	0.3	20.16	3.02	0.71	NON SODDISFATTA
3-6	R	0.3	20.16	3.02	0.71	NON SODDISFATTA
6-9	R	0.3	17.84	2.68	0.71	NON SODDISFATTA
9-12	R	0.3	22.49	3.37	0.71	NON SODDISFATTA
12-15	R	0.3	17.84	2.68	0.71	NON SODDISFATTA
15-18	R	0.3	22.49	3.37	0.71	NON SODDISFATTA
18-21	R	0.3	17.84	2.68	0.71	NON SODDISFATTA
21-24	R	0.3	20.16	3.02	0.71	NON SODDISFATTA
1-2	R	0.3	30.24	4.54	0.71	NON SODDISFATTA
2-3	R	0.3	31.02	4.65	0.71	NON SODDISFATTA
22-23	R	0.3	30.24	4.54	0.71	NON SODDISFATTA
23-24	R	0.3	31.02	4.65	0.71	NON SODDISFATTA
1-4	1	0.3	20.16	3.02	0.60	NON SODDISFATTA
4-7	1	0.3	20.16	3.02	0.60	NON SODDISFATTA
7-10	1	0.3	22.49	3.37	0.60	NON SODDISFATTA
10-13	1	0.3	22.49	3.37	0.60	NON SODDISFATTA
13-16	1	0.3	22.49	3.37	0.60	NON SODDISFATTA
16-19	1	0.3	20.16	3.02	0.60	NON SODDISFATTA
19-22	1	0.3	20.16	3.02	0.60	NON SODDISFATTA
3-6	1	0.3	20.16	3.02	0.60	NON SODDISFATTA
6-9	1	0.3	17.84	2.68	0.60	NON SODDISFATTA
9-12	1	0.3	22.49	3.37	0.60	NON SODDISFATTA
12-15	1	0.3	17.84	2.68	0.60	NON SODDISFATTA
15-18	1	0.3	22.49	3.37	0.60	NON SODDISFATTA
18-21	1	0.3	17.84	2.68	0.60	NON SODDISFATTA
21-24	1	0.3	20.16	3.02	0.60	NON SODDISFATTA
1-2	1	0.3	30.24	4.54	0.60	NON SODDISFATTA
2-3	1	0.3	31.02	4.65	0.60	NON SODDISFATTA
22-23	1	0.3	30.24	4.54	0.60	NON SODDISFATTA
23-24	1	0.3	31.02	4.65	0.60	NON SODDISFATTA
1-4	2	0.3	20.16	3.02	0.52	NON SODDISFATTA
4-7	2	0.3	20.16	3.02	0.52	NON SODDISFATTA
7-10	2	0.3	22.49	3.37	0.52	NON SODDISFATTA
10-13	2	0.3	22.49	3.37	0.52	NON SODDISFATTA
13-16	2	0.3	22.49	3.37	0.52	NON SODDISFATTA
16-19	2	0.3	20.16	3.02	0.52	NON SODDISFATTA
19-22	2	0.3	20.16	3.02	0.52	NON SODDISFATTA
3-6	2	0.3	20.16	3.02	0.52	NON SODDISFATTA
6-9	2	0.3	17.84	2.68	0.52	NON SODDISFATTA
9-12	2	0.3	22.49	3.37	0.52	NON SODDISFATTA
12-15	2	0.3	17.84	2.68	0.52	NON SODDISFATTA
15-18	2	0.3	22.49	3.37	0.52	NON SODDISFATTA
18-21	2	0.3	17.84	2.68	0.52	NON SODDISFATTA
21-24	2	0.3	20.16	3.02	0.52	NON SODDISFATTA
1-2	2	0.3	30.24	4.54	0.52	NON SODDISFATTA
2-3	2	0.3	31.02	4.65	0.52	NON SODDISFATTA
22-23	2	0.3	30.24	4.54	0.52	NON SODDISFATTA
23-24	2	0.3	31.02	4.65	0.52	NON SODDISFATTA

Fig. 50 – Verifica ante operam

### Verifica della sezione esistente

Il presidio al ribaltamento è costituito da:

Sistema FRCM composto da una rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-impregnata, tipo MAPEGRID G 120 e da una malta cementizia premiscelata bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata ad elevata duttilità, tipo PLANITOP HDM MAXI. Il fissaggio monolitico della rete al supporto avviene mediante l'impiego di connettori in fibra di vetro unidirezionali tipo MAPEWRAP G FIOCCO.

### Caratteristiche meccaniche del rinforzo

Tensione di aderenza al supporto  $\sigma_{ad}$  1,00 MPa

Tensione tangenziale  $\tau$  0.15 MPa

### Caratteristiche geometriche del rinforzo

Numero lati rinforzo  $n$  1  
Spessore  $g_m$  5.0 mm  
Altezza rinforzo  $h_r$  2500.0 mm

### Verifica della sezione rinforzata

#### Forza di aderenza

$$F_{ad} = \min \left\{ \frac{n}{FC} \cdot \sigma_{ad} \cdot \frac{h_r}{2} \cdot L \quad \frac{n}{FC} \cdot \tau \cdot g_m \cdot L \right\}$$

#### Momento stabilizzante post intervento

$$M_{st,post} = M_{st,pre} + F_{ad} \cdot h$$

La verifica risulta soddisfatta se

$$\frac{M_{st,post}}{M_{rib}} > 1$$

Tamponatura	Elevazione	$\sigma_{ad}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	n	$g_m$ (mm)	FC	$h_r$ (mm)	L (mm)	$F_{ad}$ ( $\sigma_{ad}$ ) (kN)	$F_{ad}$ ( $\tau$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$M_{st, post}$ (kNm)	$M_{st, post}/M_{hib}$	Esito verifica
1-4	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.595833734	SODDISFATTA
4-7	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.595833734	SODDISFATTA
7-10	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.595833734	SODDISFATTA
10-13	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.595833734	SODDISFATTA
13-16	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.595833734	SODDISFATTA
16-19	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.595833734	SODDISFATTA
19-22	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.595833734	SODDISFATTA
3-6	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.595833734	SODDISFATTA
6-9	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.595833734	SODDISFATTA
9-12	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.595833734	SODDISFATTA
12-15	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.595833734	SODDISFATTA
15-18	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.595833734	SODDISFATTA
18-21	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.595833734	SODDISFATTA
21-24	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.595833734	SODDISFATTA
1-2	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	3900	3818.75	2.44	10.26	1.595833734	SODDISFATTA
2-3	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	4000	3916.67	2.50	10.53	1.595833734	SODDISFATTA
22-23	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	3900	3818.75	2.44	10.26	1.595833734	SODDISFATTA
23-24	R	1	0.15	1	5	1.2	2350	4000	3916.67	2.50	10.53	1.595833734	SODDISFATTA
1-4	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.362480688	SODDISFATTA
4-7	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.362480688	SODDISFATTA
7-10	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.362480688	SODDISFATTA
10-13	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.362480688	SODDISFATTA
13-16	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.362480688	SODDISFATTA
16-19	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.362480688	SODDISFATTA
19-22	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.362480688	SODDISFATTA
3-6	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.362480688	SODDISFATTA
6-9	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.362480688	SODDISFATTA

Continua nella pagina successiva

Fig. 51/1 – Verifica post operam

Tamponatura	Elevazione	$\sigma_{ad}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	n	$g_m$ (mm)	FC	$h_r$ (mm)	L (mm)	$F_{ad}$ ( $\sigma_{ad}$ ) (kN)	$F_{ad}$ ( $\tau$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$M_{st,post}$ (kNm)	$M_{st,post}/M_{rib}$	Esito verifica
9-12	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.362480688	SODDISFATTA
12-15	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.362480688	SODDISFATTA
15-18	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.362480688	SODDISFATTA
18-21	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.362480688	SODDISFATTA
21-24	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.362480688	SODDISFATTA
1-2	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	3900	3818.75	2.44	10.26	1.362480688	SODDISFATTA
2-3	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	4000	3916.67	2.50	10.53	1.362480688	SODDISFATTA
22-23	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	3900	3818.75	2.44	10.26	1.362480688	SODDISFATTA
23-24	1	1	0.15	1	5	1.2	2350	4000	3916.67	2.50	10.53	1.362480688	SODDISFATTA
1-4	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.186225486	SODDISFATTA
4-7	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.186225486	SODDISFATTA
7-10	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.186225486	SODDISFATTA
10-13	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.186225486	SODDISFATTA
13-16	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.186225486	SODDISFATTA
16-19	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.186225486	SODDISFATTA
19-22	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.186225486	SODDISFATTA
3-6	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.186225486	SODDISFATTA
6-9	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.186225486	SODDISFATTA
9-12	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.186225486	SODDISFATTA
12-15	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.186225486	SODDISFATTA
15-18	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2900	2839.58	1.81	7.63	1.186225486	SODDISFATTA
18-21	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2300	2252.08	1.44	6.05	1.186225486	SODDISFATTA
21-24	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	2600	2545.83	1.63	6.84	1.186225486	SODDISFATTA
1-2	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	3900	3818.75	2.44	10.26	1.186225486	SODDISFATTA
2-3	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	4000	3916.67	2.50	10.53	1.186225486	SODDISFATTA
22-23	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	3900	3818.75	2.44	10.26	1.186225486	SODDISFATTA
23-24	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	3900	3818.75	2.44	10.26	1.186225486	SODDISFATTA
23-24	2	1	0.15	1	5	1.2	2350	4000	3916.67	2.50	10.53	1.186225486	SODDISFATTA

Fig. 51/2 – Verifica post operam

## 11. CONCLUSIONI

I calcoli di verifica relativi agli edifici in oggetto hanno evidenziato come il loro comportamento in fase sismica sia fortemente influenzato dai criteri di progettazione generalmente adottati all'epoca della loro realizzazione.

Il rinforzo dei nodi esterni mediante applicazione di rinforzi in FRP è utile per prevenirne il collasso prima dell'innescarsi dei meccanismi di rottura nelle membrature principali in c.a. e consente il miglioramento sismico delle strutture interessate che è stato valutato pari a:

$$\Delta\zeta = 0,144$$

Messina, 30 agosto 2022

Ing. Alessandra Amato

Allegati alla relazione:

- **Tabulato dei calcoli – Stato di fatto**
- **Tabulato dei calcoli – Stato di progetto**
- **Fascicolo delle verifiche dei nodi strutturali**