



# Comune di Avellino

SETTORE LAVORI PUBBLICI  
Piazza del Popolo - 83100 Avellino

Servizio "Unità per la Riqualificazione e  
Rigenerazione delle Periferie"

## PROGRAMMA COMPLESSIVO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA E DI SICUREZZA DELLA CITTÀ DI AVELLINO: AMBITI RIONE PARCO - QUATTROGRANA - BELLIZZI.

INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE DELLA STRUTTURA  
EX CASERMA DEI VIGILI URBANI DI RIONE PARCO  
CUP: G17H03000130001



### PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

(D.P.R. 207/2010 \_ D.Lgs. 50/2016 e s.m.i.)

PROGETTISTI:

RTP Pica : ing. Pica Pasquale  
ing. Zotti Annamaria  
ing. Borzillo Pasquale

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE ESECUTIVA

ing. De Lisio Generoso  
ing. De Lisio Generoso

R.U.P.

arch. Antonietta Freda

STRUTTURA DI SUPPORTO AL R.U.P.:

geom. Filomena Caputo  
geom. Gianluca Iannaccone  
geol. De Masi Raffaello

GEOLOGIA:

Il Responsabile Servizio Unità per la Riqualificazione e Rigenerazione delle Periferie  
ing. Diego Mauriello

Il Dirigente Settore LL.PP.  
ing. Fernando Chiaradonna

Assessorato LL.PP.  
ing. Costantino Preziosi

# EL.S2

ELABORATO EL.S2 - RELAZIONE TECNICA GENERALE

## Sommario

1.	INTRODUZIONE .....	1
2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	2
3.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	2
4.	CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICO-QUALITATIVE DELL'EDIFICIO .....	3
4.1	DOCUMENTAZIONE RINVENUTA E ANALISI STORICO CRITICA.....	3
4.2	DESCRIZIONE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE.....	6
4.3	SISTEMA COSTRUTTIVO E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE.....	11
4.4	DEGRADO STRUTTURALE.....	12
5.	LIVELLO DI CONOSCENZA E PROPRIETA' DEI MATERIALI .....	13
5.1	PROPRIETÀ DEI MATERIALI ESISTENTI.....	14
5.2	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	15
6.	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO .....	16
6.1	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	16
6.2	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	17
6.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO .....	19
6.4	SPETTRI DI RISPOSTA.....	20
6.5	DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	20
7.	AZIONI SULLA COSTRUZIONE DIVERSE DA QUELLA SISMICA.....	24
8.	COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....	28
9.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....	30
10.	VERIFICHE DI REGOLARITÀ .....	32
11.	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA ANTE OPERAM.....	33
11.1	METODO DI ANALISI .....	35
11.2	FATTORE DI STRUTTURA .....	36
11.3	RISULTATI ANALISI SISMICA.....	38
11.4	VERIFICA SOLAI ESISTENTI.....	44
11.5	VERIFICA ELEMENTI SECONDARI .....	62
11.6	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO .....	64
12.	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO .....	64
12.1	DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DELLE INCAMICITURE IN C.A. ....	67
12.2	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA POST OPERAM .....	69
13.	CONCLUSIONI.....	75

14. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI..... 75

## 1. INTRODUZIONE

Su incarico dell'Amministrazione Comunale di Avellino (giusta determinazione dirigenziale n. 759 del 17/10/2017) la R.T.P. costituita dall'Ing. Pasquale Pica (capogruppo), dall'Ing. Annamaria Zotti e dall'ing. Pasquale Borzillo ha proceduto alla redazione della progettazione esecutiva dell'intervento inerente i lavori di adeguamento sismico della struttura scolastica (ex caserma dei Vigili Urbani) ubicata in Rione Parco, Avellino (AV).

La presente relazione descrive, in sintesi, gli studi condotti sull'organismo strutturale, le analisi sul suo comportamento statico e dinamico nonché i livelli di sicurezza raggiunti dalla struttura a seguito della realizzazione degli interventi previsti nel presente progetto di adeguamento sismico, secondo le modalità previste dalle norme vigenti.

## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'edificio è ubicato nel Comune di Avellino, in Rione Parco, alla via Generale G. Rotondi, ed è costituito da un unico corpo di fabbrica.

Le coordinate geografiche, ricavate con il software Google Earth, riferite approssimativamente al baricentro geometrico dell'edificio, sono: 33T 483481,55 E - 4529458,72 N.



2.1. - Vista satellitare del Comune di Avellino con l'individuazione del fabbricato oggetto di intervento (fonte Google Earth).

## 3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si elencano nel seguito i principali documenti tecnici normativi a cui si è fatto riferimento nell'ambito dello svolgimento della valutazione di sicurezza:

- DM 14/01/2008 (G.U. n. 29 del 04-02-2008) – “Norme Tecniche per le Costruzioni” (indicata nel seguito per brevità con la sigla “NTC”);
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 (G.U. n. 47 del 26/02/2009) – “Circolare alle Norme Tecniche per le Costruzioni (indicata nel seguito per brevità con la sigla “Circolare NTC”).

## 4. CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICO-QUALITATIVE DELL'EDIFICIO

La definizione delle caratteristiche strutturali dell'edificio è il risultato di un processo conoscitivo

che coinvolge diverse fasi dell'incarico.

Si è iniziato con la ricerca della documentazione progettuale originaria (grafici, relazioni di calcolo, contabilità dei lavori) che ha dato esito positivo in quanto sono stati trovati tutti i documenti progettuali originari, architettonici e strutturali depositati nell'archivio dell'IACP di Avellino.

I diversi sopralluoghi effettuati hanno complessivamente consentito di individuare con attendibilità lo schema resistente della struttura nonché i carichi permanenti e variabili cui essa è soggetta.

Nei successivi sottoparagrafi sono sintetizzati i principali risultati del processo conoscitivo.

### 4.1 DOCUMENTAZIONE RINVENUTA E ANALISI STORICO CRITICA

L'edificio oggetto di verifica si compone di un unico corpo di fabbrica in cemento armato progettato alla fine degli anni '70.

Come dichiarato nel collaudo statico e nel rispetto degli artt. 4-6-7 della L. 5.11.71 n°1086 e dei chiarimenti riportati nella circolare n° 11951 del 14/2/1974 del Ministero dei LL.PP., il progetto non fu depositato al Genio Civile di Avellino ma solo all' IACP. Le ricerche effettuate presso l'archivio dell'IACP di Avellino hanno consentito il ritrovamento degli elaborati progettuali originari; in particolare sono stati rinvenuti gli elaborati architettonici e strutturali, la relazione a struttura ultimata e gli atti di collaudo.

Sia il progetto architettonico che quello strutturale, a firma dell'ing. F. Palma, furono elaborati nel 1977.

I lavori, ultimati e collaudati nel 1980 come si evince dalla relazione a strutture ultimate dell'ing. F. Palma (che fu anche il direttore dei lavori) e dal collaudo statico (redatto dall'Ing. R. Cerrato), furono eseguiti dall'impresa Sig. Giovanni Palma - via Piave 99 - Avellino.

L'edificio non ha subito nel tempo modifiche sostanziali dal punto di vista strutturale e non ha subito danni in seguito al sisma del 23 Novembre 1980.

TIPO	AUTORE	OGGETTO	TAV.	N°	DATA
Doc_ARCH	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Piante	29	22 - 9 - 1977
Doc_ARCH	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino	Sezioni	30	22 - 9 - 1977

		p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA			
Doc_ARCH	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Prospetti	31	22-9-1977
Doc_STRU	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Allineamenti, pianta travi di collegamento, pali	1	22-9-1977
Doc_STRU	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Tabella pilastri	2	22-9-1977
Doc_STRU	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Carpenteria solaio piano terra, sottotetto, copertura	3	22-9-1977
Doc_STRU	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Armatura solai	4	22-9-1977
Doc_STRU	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Travi piano terra	5	22-9-1977
Doc_STRU	Ing. Francesco	Progetto esecutivo per la	Travi	6	22-9-1977

	Palma	costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	sottotetto		
Doc_STRU	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Travi copertura	7	22 - 9 - 1977
Doc_STRU	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Relazione illustrativa	/	22 - 9 - 1977
Doc_GEN		/	Certificato prove a compressione	/	28 - 1 - 1980
Doc_GEN	Laboratorio SIMET s.p.a. Napoli	/	Certificato prova a trazione del ferro	/	28 - 1 - 1980
Doc_GEN	Ing. Francesco Palma	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Relazione a struttura ultimata	/	9 - 9 - 1980
Doc_GEN	Laboratorio Fratelli Ariola s.n.c	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA	Verbale prova di carico su palo di fondazione	/	4 - 7 - 1989
Doc_GEN	Ing. Rodolfo Cerrato	Progetto esecutivo per la costruzione di 120 alloggi con annessa scuola materna e centro	Certificato di collaudo statico	/	18 - 5 - 1982

		commerciale in Avellino p.e.e.p. - SCUOLA MATERNA			
--	--	---	--	--	--

#### 4.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE

L'edificio si presenta composto da un'unica unità strutturale con una forma in pianta alquanto regolare, inscrivibile in un rettangolo di dimensioni 28,90 x 30,78 m.

L'edificio scolastico, ex caserma dei Vigili Urbani, si compone di un unico piano fuori terra di altezza variabile, pari rispettivamente a 5,20 m in corrispondenza dell'atrio centrale e 3,30 m nelle restanti parti. Un piccolo locale interrato a cui si accede dall'esterno mediante delle scale posto a nord ovest rispetto alla pianta del fabbricato ospita gli impianti.

La copertura è costituita da più falde inclinate che si intersecano tra loro a formare un disegno geometrico molto complesso.

L'edificio è accessibile da due ingressi, di cui quello principale è posto sul lato nord.



4.2.1 - Cannello d'ingresso a Nord.



4.2.2 – Ingresso secondario a Sud.



4.2.3 – Ingresso principale a Nord.



4.2.4 - Porta d'ingresso locale interrato.



4.2.5 - Prospetto est.



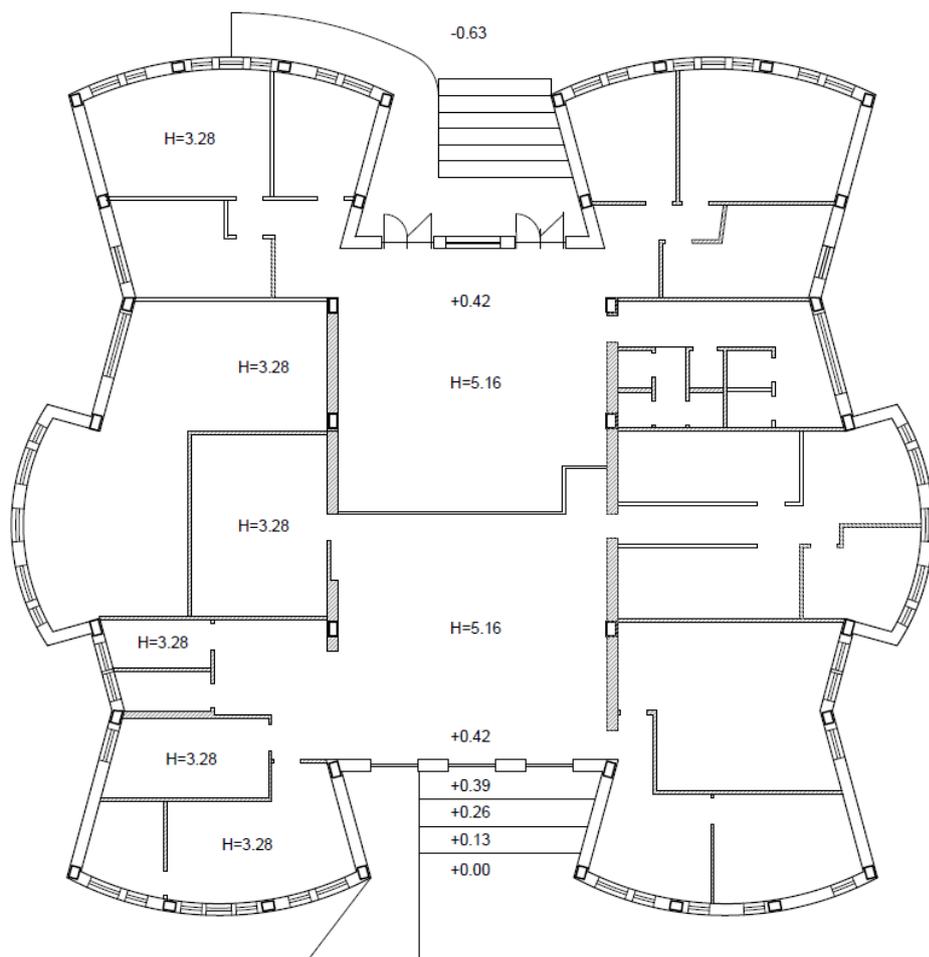
4.2.6 - Prospetto ovest.



4.2.7 - Atrio centrale - parte nord.



4.2.8 - Atrio centrale - parte sud.



4.2.9 - Pianta piano terra.

### 4.3 SISTEMA COSTRUTTIVO E CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLO SCHEMA RESISTENTE

L'edificio, composto da un unico corpo di fabbrica, presenta la struttura portante in conglomerato cementizio armato gettato in opera costituita da telai piani non sempre disposti nelle due direzioni principali.

Infatti l'organismo strutturale, essendo stato progettato per soli carichi verticali, presenta le travi

di piano nella misura necessaria a portare i solai oltre che, quelle perimetrali, i tompagni. Ne consegue un modello tridimensionale con telai non sempre presenti in entrambe le direzioni principali.

I pilastri di sezione 30 x 30 cm che dalla fondazione arrivano al piano terra scompaiono ai piani superiori; la maggior parte dei restanti pilastri ha sezione costante per tutta l'altezza pari a 30 x 40 cm, mentre i pilastri con sezione pari a 30 x 50 cm in copertura si rastremano.

Le travi del primo impalcato hanno tutte sezione pari a 30 x 50 cm eccetto quattro che si presentano a spessore con sezione pari a 80 x 20 cm. In corrispondenza del solaio di sottotetto e della copertura alle travi di sezione 30 x 50 cm si aggiungono quelle di sezione pari a 30 x 60 cm, 80 x 20 cm, 90 x 20 cm, 130 x 30 cm e 180 x 20 cm.

Tutti i solai, quello di calpestio del piano terra, quello di sottotetto e quello di copertura, sono del tipo pre - fabbricato a lastre tralicciate con travetti posti ad interasse di 50 cm e altezza pari a 20 (16 + 4) cm per il primo impalcato e 30 (26 + 4) cm per quello del sottotetto e della copertura. Gli elementi di alleggerimento del solaio sono in polistirolo.

Pertanto, il calpestio del piano terra non è costituito da un vespaio a contatto diretto con il terreno, ma da un solaio poggiate su una serie di pilastri di altezza pari a 2,70 m misurata dall'intradosso della fondazione all'intradosso del primo impalcato.

Le tamponature sono costituite da un' unica fodera di laterizi forati di spessore pari a 40 cm.

Le partizioni interne sono costituite da laterizi forati rifiniti con intonaco.

Le fondazioni sono miste: in parte di tipo diretto realizzate con plinti tronco-piramidali non isolati ma convenientemente collegati da travi di sezione rettangolare e in parte costituite da pali di calcestruzzo non armato di diametro pari a 80 cm.

Il piano di posa dei plinti si trova ad una quota di circa -2.50 m dal piano campagna.

In base a quanto sopra esposto è possibile individuare uno schema sismo-resistente alle azioni orizzontali del tipo a telaio di travi e pilastri.

Non sono presenti, invece, casi in cui è necessario considerare l'azione sismica verticale per l'assenza di campate con luci superiori a 20 m, di sbalzi con luci superiori a 4 m, di elementi spingenti, ecc..

La descrizione del sistema costruttivo e dello schema resistente è frutto: del rilievo, dei saggi a vista, degli studi dei documenti rinvenuti e delle indagini diagnostiche eseguite.

Per maggiori dettagli circa le dimensioni degli elementi costruttivi, le altezze di interpiano etc. si

rimanda agli elaborati grafici allegati.

#### 4.4 DEGRADO STRUTTURALE

Dai sopralluoghi effettuati è emerso che l'edificio si presenta in discreto stato di conservazione sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista delle finiture.

Nel suo complesso non è evidente un significativo quadro fessurativo e non sono presenti segni relativi a dissesti o a cedimenti fondali in atto che possano pregiudicare, allo stato attuale, la staticità del fabbricato.

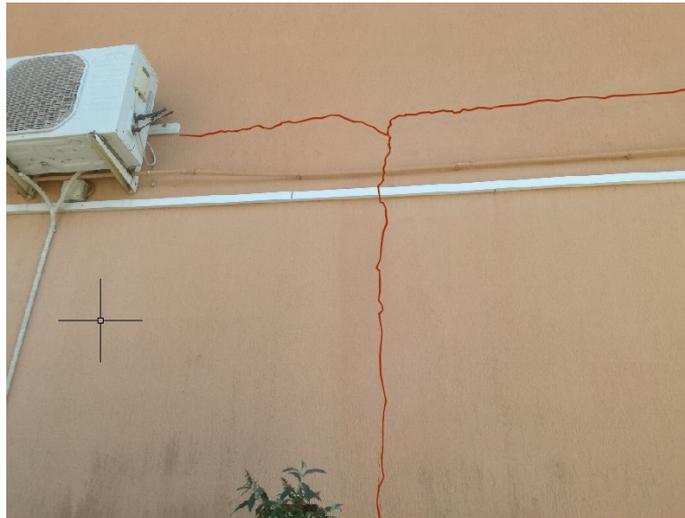
Sono presenti, tuttavia, lesioni in alcune tamponature in corrispondenza dell'attacco elemento secondario – pilastri e travi.

Inoltre il cornicione del solaio di copertura presenta segni evidenti di infiltrazioni d'acqua piovana dovute presumibilmente al deterioramento del manto di impermeabilizzazione.

In occasione dei sopralluoghi si sono notati, in maniera poco diffusa, fenomeni di distacchi di copriferro dovuti alla ossidazione delle barre di armatura per effetto della carbonatazione del calcestruzzo superficiale.



4.4.1 – Degrado cornicione.



4.4.2 - Lesioni attacco tamponatura - pilastro e trave.



4.4.3 - Distacco copriferro e ossidazione barre di armatura.

## 5. LIVELLO DI CONOSCENZA E PROPRIETA' DEI MATERIALI

Per valutare la vulnerabilità sismica delle strutture esistenti e per definire il più appropriato livello di sicurezza nei confronti delle azioni sulle strutture, risulta fondamentale acquisire il maggior numero di informazioni relative alla storia progettuale, alla geometria ed alle caratteristiche dei materiali che costituiscono le strutture portanti.

La conoscenza dell'edificio, nel caso specifico, è stata conseguita con ricerche storiche, con lo studio delle tipologie costruttive relative all'epoca di costruzione, e con l'analisi delle operazioni di rilievo e delle indagini strumentali.

L'operazione di caratterizzazione non è scaturita solo da una semplice interpretazione ed estensione dei risultati delle indagini, ma è stata anche il frutto di una più complessa analisi dell'edificio che ha compreso l'individuazione dei principi e delle tecniche con le quali le strutture sono state concepite e realizzate.

Gli elementi che hanno contribuito alla conoscenza dell'edificio sono riportati nel seguito:

- **rilievo geometrico e strutturale** sia degli elementi portanti verticali sia degli elementi portanti orizzontali, con l'individuazione dei carichi gravanti;
- analisi dei **dettagli costruttivi** effettuata mediante saggi a vista (sui tompagni, sui solai,...) e consultazione della documentazione del progetto originale depositato all'archivio dell'IACP;
- **verifiche ed indagini in situ**; in particolare sono stati effettuati carotaggi ed estrazione di barre di armatura dalla società Edil Diagnosis e prove Pull – out sui solai dal Laboratorio “GeoconsultLab s.r.l.”.

Per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione è stata effettuata una prova Masw all'interno del lotto a cui appartiene l'edificio oggetto di verifica.

Per maggiori dettagli circa le prove eseguite e la loro localizzazione si rimanda agli elaborati “Relazione sulle indagini” e “Relazione Geologica”.

## 5.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI ESISTENTI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti assunte nelle analisi numeriche sono di seguito riportate.

Per quanto riguarda il calcestruzzo sono state estratte delle carote sottoposte a prove di laboratorio. A partire dalle resistenze ottenute dalle prove di compressione è stata ottenuta la resistenza media di calcolo del calcestruzzo quale media delle resistenze ottenute (opportunamente elaborate, vedi relazione sulle indagini). In particolare si è ricavato un valore della resistenza media a compressione di calcolo pari a **23,34 MPa**.

Per quanto riguarda l'acciaio sono stati estratti dei campioni di armatura sottoposti a prove di trazione in laboratorio. Le prove effettuate non hanno confermato le classi indicate negli elaborati progettuali originari, ovvero: nel verbale di collaudo statico è riportato l'acciaio FeB 38K ad aderenza migliorata mentre dalla prova di trazione si evince che l'acciaio ha caratteristiche simili a quello siglato **FeB44K** con  $f_y$  (tensione di snervamento)  $\geq 450$  Mpa e  $f_t$  (tensione di rottura)  $\geq 540$  Mpa.

Ai fini del calcolo, sebbene si siano riscontrati valori di  $f_y$  pari a 527,8 Mpa (pilastri) e 545,8 Mpa (travi), volendo agire in maniera cautelativa, si assume la tensione di snervamento pari a quella minima dell'acciaio FeB44k, ovvero **450,0 Mpa**.

Le indagini effettuate hanno evidenziato per il calcestruzzo in oggetto una carbonatazione pressochè nulla.

Dalle prove Pull – out effettuate sui solai prefabbricati tipo predalles è stata ricavata la resistenza a compressione del calcestruzzo, il cui valore minimo è risultato pari a **400 kg/cmq**.

## 5.2 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Si ritiene che la conoscenza dell'edificio è stata conseguita con un livello di approfondimento, funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storico-documentale, della documentazione rinvenuta e delle indagini sperimentali così come definito al capitolo C8A.1.B.3 e relativa Tabella C8A.1.2 della Circolare del CSLP n. 617/2009 esplicitativa delle NTC08 pari a: **"LC2 - Conoscenza Adeguata"** che consente di poter adottare un **"Fattore di Confidenza FC = 1,20"**.

Tabella C8A.1.2 – 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	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

In relazione al livello di conoscenza conseguito si precisano i seguenti aspetti relativi a: geometria, dettagli costruttivi e materiali:

- **Geometria:** è stata ricavata sulla base dei disegni di carpenteria originali e di un rilievo metrico ex-novo "completo" ;
- **Dettagli costruttivi:** si è proceduto alla consultazione dei disegni costruttivi allegati al progetto originale e all'effettuazione di "limitate verifiche in situ" mediante saggi a vista per controllare la corrispondenza tra le armature effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni;
- **Proprietà dei materiali:** le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono state desunte dall'elaborazione dei dati delle prove di laboratorio mediante campioni estratti in situ (carote e barre di armatura). Il numero di prove effettuate è stato considerato in funzione del livello di conoscenza adottato e dei certificati di collaudo e prove sui materiali rinvenuti; si è pervenuti così ad un numero di prove corrispondenti a "estese prove in situ".

Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si è tenuto conto delle situazioni ripetitive presenti, che hanno consentito di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti

parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale (“Note esplicative alla tabella C8A.1.3 (a,b)” della “Circolare NTC08”).

## 6. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Il seguente paragrafo ha lo scopo di stimare i parametri di progetto per la definizione delle azioni sismiche di riferimento necessarie per la valutazione della vulnerabilità delle strutture e per la redazione del progetto di adeguamento sismico.

### 6.1 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione, secondo le “NTC”, sono caratterizzate da un periodo di riferimento  $V_R$  e da prescelte probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$ , associate ai vari stati limite.

Per definire il periodo di riferimento occorre individuare la vita nominale della struttura ( intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata) e la classe d’uso.

La vita nominale  $V_N$  dei diversi tipi di opere è stabilita come nella tabella seguente:

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

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

La classe d’uso, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, in presenza di azioni sismiche, è stabilita come nella tabella seguente:

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso *III* o in Classe d’uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

cui corrispondono i seguenti coefficienti:

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

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

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

Nel caso specifico, trattandosi di una ex Caserma dei Vigili Urbani, si è fatto riferimento ad “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale” con Vita Nominale -  $V_N \geq 50$  anni, il cui uso prevede **“Costruzioni con funzioni pubbliche e strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.”** cui corrisponde **“Classe d'uso IV -  $C_U = 2$ ”**, pertanto il **“Periodo di riferimento per l'azione sismica -  $V_R$ ”** vale:

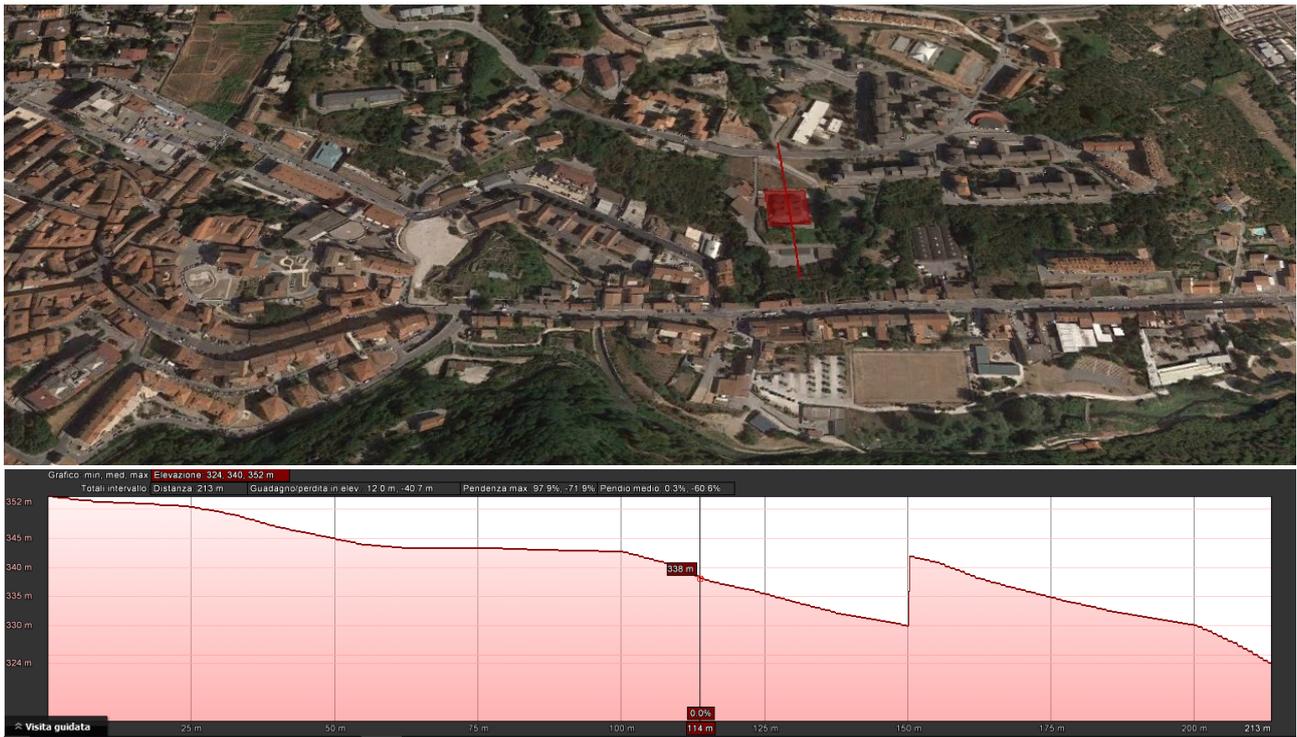
$$V_R = V_N * C_U = 50 * 2 = \mathbf{100 \text{ anni}} \quad (\text{eq. 2.4.1 NTC 08})$$

## 6.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

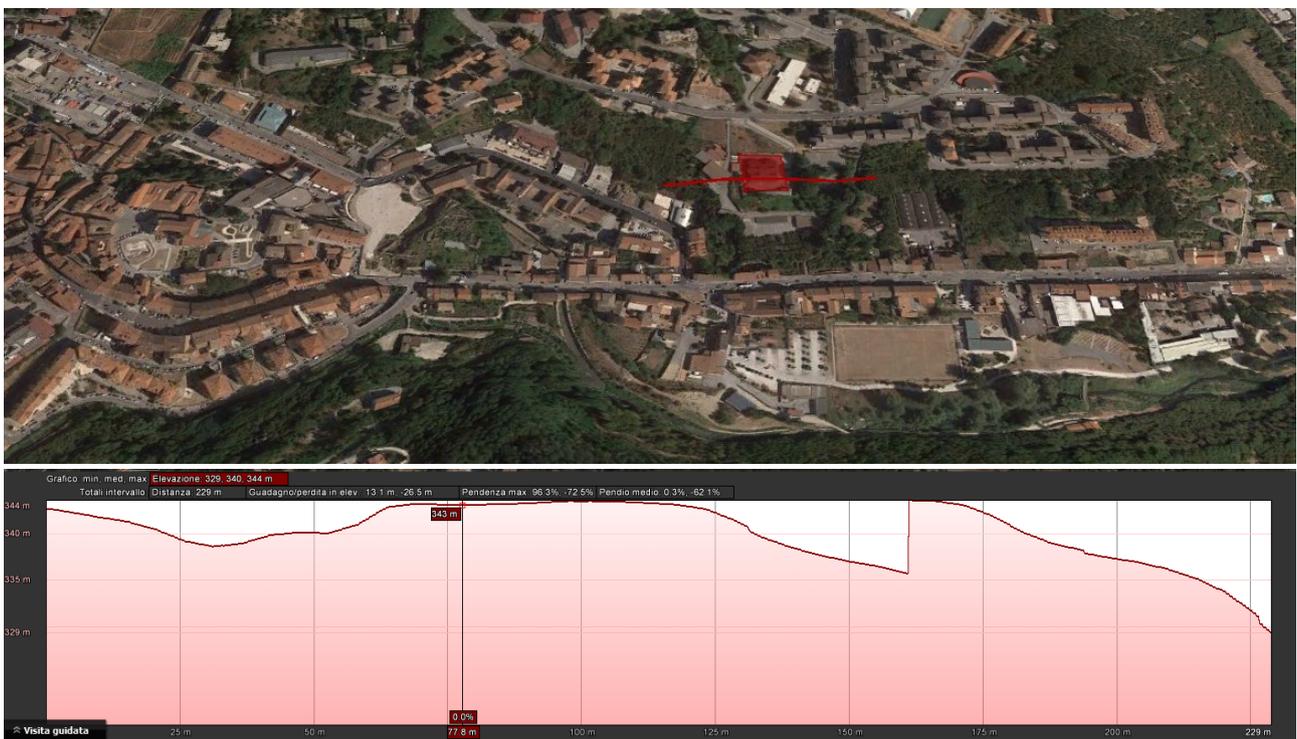
La caratterizzazione sismica del sottosuolo ha permesso di assumere **“Categoria di suolo di fondazione di tipo B”**, ossia **“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina)”**.

L'identificazione della categoria di sottosuolo permette di definire i coefficienti  $S_s$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e  $C_c$  (coefficiente che individua il periodo dello spettro, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante).

Il sito in esame è ubicato in una zona abbastanza pianeggiante per cui ai sensi della tab. 3.2.IV delle “NTC08” la **Categoria Topografica è “T1”**, e quindi ai sensi della successiva tab. 3.2.VI, il **“Coefficiente di amplificazione topografica” risulta “ST = 1,0”**.



6.2.1 - Sezione topografica direzione nord - sud.



6.2.2 - Sezione topografica direzione est - ovest.

### 6.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Il punto 3.2.1 delle “NTC08” definisce, nei confronti delle azioni sismiche, quattro stati limite. Gli

SLE vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); gli SLU

in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC). Ad ogni stato limite considerato viene associata la relativa probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , come di seguito specificato:

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

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

Si precisa che, secondo quanto indicato al punto 7.2.1 delle “NTC08”, le caratteristiche delle costruzioni in oggetto consentono di non considerare la componente verticale dell’azione sismica nella modellazione globale.

Le forme spettrali corrispondenti ai diversi Stati Limite di riferimento vengono definite in funzione delle relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , e dei parametri sul sito di riferimento rigido orizzontale  $ag$ ,  $F_0$  e  $T_{C^*}$ , riferiti al luogo su cui sorgono le strutture:

- $ag$  = accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  = massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro elastico orizzontale;
- $T_{C^*}$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essendo consuetudine utilizzare quale parametro caratterizzante la pericolosità sismica il relativo periodo di ritorno  $T_R$ , si ricorda che quest’ultimo, fissata la vita di riferimento  $V_R$  e la probabilità di superamento  $P_{VR}$  (associata a ciascuno degli stati limite), è determinabile mediante la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Nell’Allegato B delle “NTC08” sono riportati per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno  $T_R$  i valori dei parametri  $ag$ ,  $F_0$  e  $T_{C^*}$ , da utilizzare per definire l’azione

sismica di riferimento. Per un qualunque punto del territorio nazionale non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei suddetti parametri possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo

contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. In base alle coordinate del punto geografico dove ricade l’edificio

e alle caratteristiche del fabbricato e del terreno (Classe, Vita Nominale e Categoria del Suolo), è possibile dunque caratterizzare il grado di pericolosità sismica e di conseguenza ricavare i parametri che servono per la generazione del diagramma degli spettri di risposta elastici associati ai quattro stati limite previsti dalla normativa, ovvero Stato Limite di: Operatività (SLO), di Danno (SLD), di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC).

#### 6.4 SPETTRI DI RISPOSTA

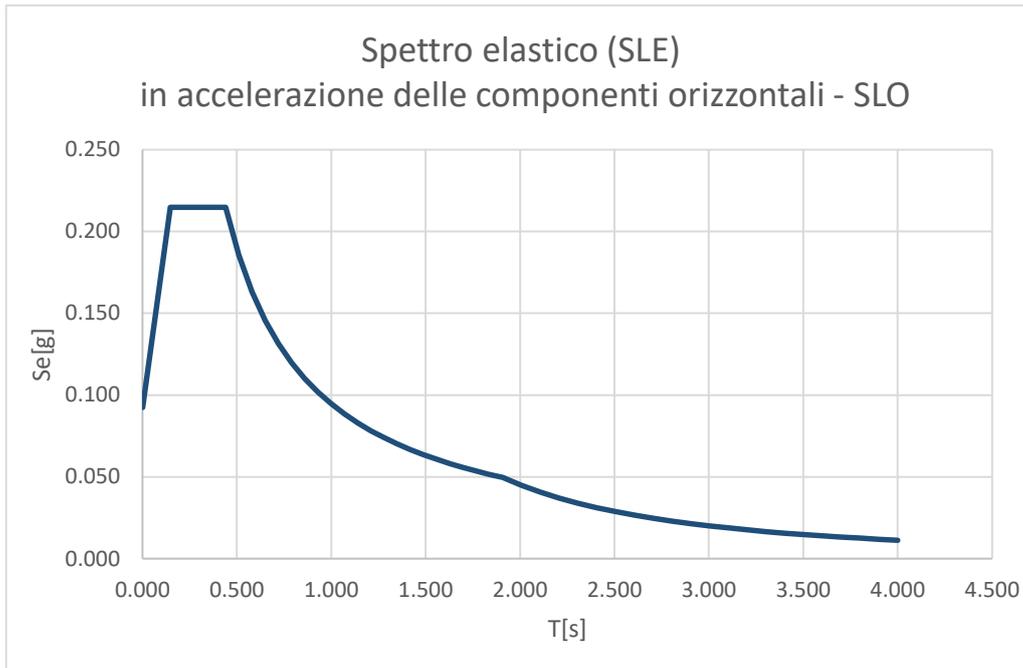
Con riferimento all'ubicazione dell'edificio in oggetto, sono stati definiti i parametri a partire dai quali è possibile definire le forme spettrali associate ai diversi Stati Limite e precisamente:

- Pvr: probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento della struttura;
- Tr: periodo di ritorno, espresso in anni, dell'azione sismica prevista;
- $ag/g$ : accelerazione orizzontale massima del terreno rapportata a quella di gravità;
- Fo: massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro elastico orizzontale;
- TC\*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In base alle condizioni topografiche e stratigrafiche sopra descritte è possibile definire i restanti parametri ed arrivare alla definizione completa degli spettri di risposta.

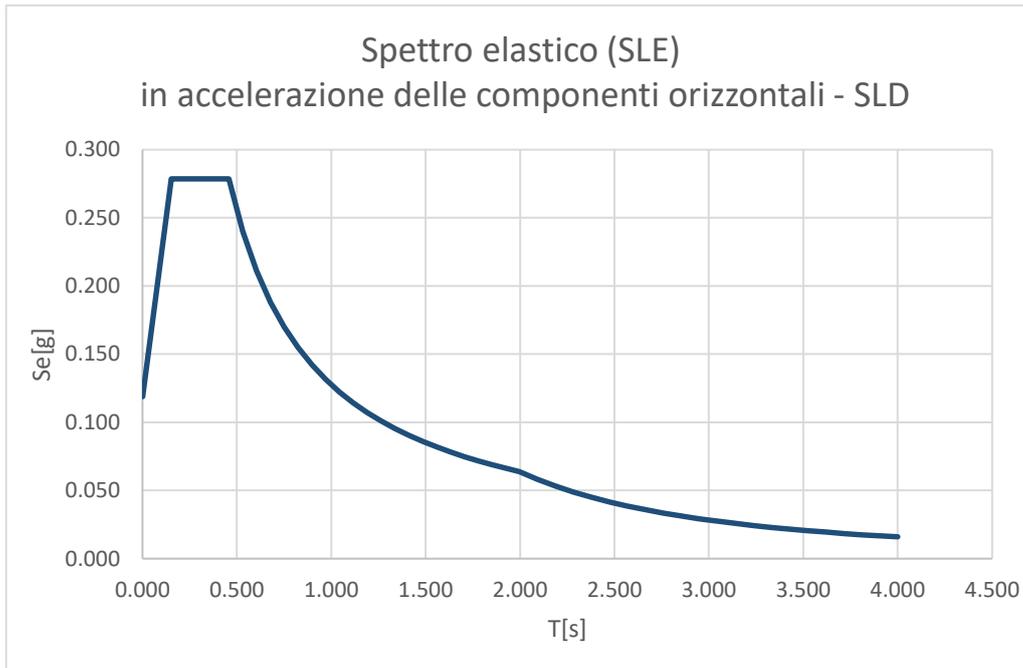
#### 6.5 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Gli spettri di domanda, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008. Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro relativo ad un periodo di ritorno assegnato ( $T_R$ ), definito in base alla probabilità di superamento dello stato limite in esame. Lo spettro sismico dipende anche dalla "classe del suolo" e dalla "categoria topografica". Il comune di Avellino (AV) presenta i seguenti valori relativi allo spettro sismico concordemente alle NTC - D.M. 14/01/2008 (longitudine: 14,7896 - latitudine 40,9154):



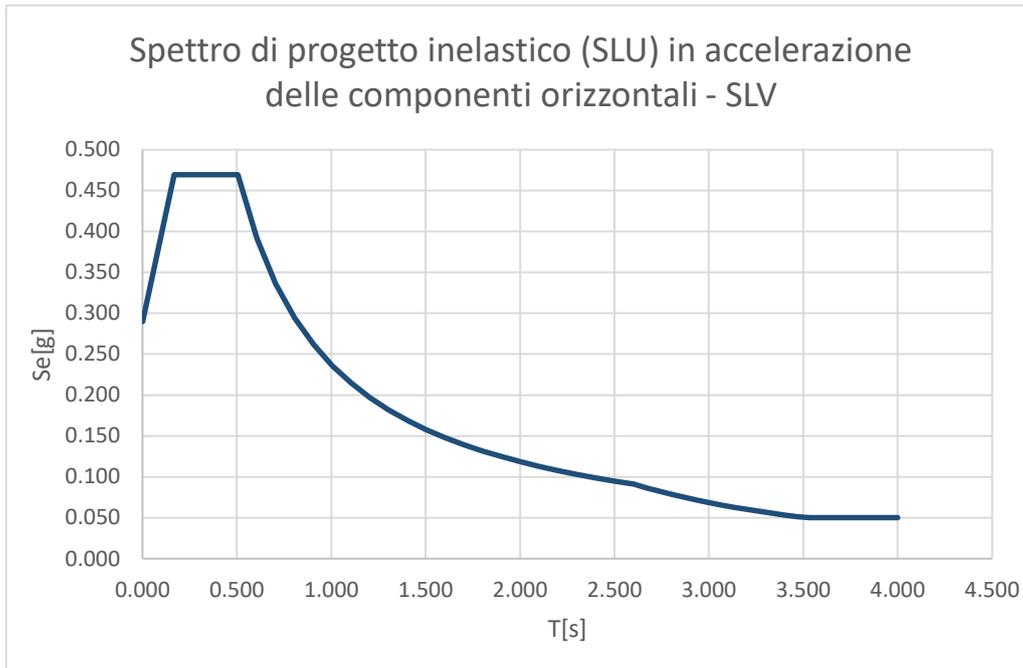
Parametri indipendenti		Parametri dipendenti			
ag	0,077	g	S	1,200	
Fo	2,324		η	1,000	
TC*	0,318	s	TB	0,147	s
SS	1,200		TC	0,440	s
CC	1,383		TD	1,908	s
ST	1,000				
q	1,000				

6.5.1 - Parametri sismici SLO.



Parametri indipendenti		Parametri dipendenti			
<b>ag</b>	0,099	g	<b>S</b>	1,200	
<b>Fo</b>	2,344		<b>η</b>	1,000	
<b>TC*</b>	0,335	s	<b>TB</b>	0,153	s
<b>SS</b>	1,200		<b>TC</b>	0,458	s
<b>CC</b>	1,369		<b>TD</b>	1,996	s
<b>ST</b>	1,000				
<b>q</b>	1,000				

6.5.2 - Parametri sismici SLE.



Parametri indipendenti		Parametri dipendenti			
<b>ag</b>	0,251	g	<b>S</b>	1,157	
<b>Fo</b>	2,427		<b>η</b>	0,667	
<b>TC*</b>	0,378	s	<b>TB</b>	0,168	s
<b>SS</b>	1,157		<b>TC</b>	0,505	s
<b>CC</b>	1,336		<b>TD</b>	2,603	s
<b>ST</b>	1,000				
<b>q</b>	1,500				

6.5.3 - Parametri sismici SLV.

In tal caso risulta:

$$PGA_{SLV} = a_g \cdot S = 0,251 \text{ g} \cdot 1,157 = \mathbf{0,290 \text{ g}}$$

$$PGA_{SLD} = a_g \cdot S = 0,099 \text{ g} \cdot 1,200 = \mathbf{0,118 \text{ g}}$$

$$PGA_{SLO} = a_g \cdot S = 0,077 \text{ g} \cdot 1,200 = \mathbf{0,092 \text{ g}}$$

## 7. AZIONI SULLA COSTRUZIONE DIVERSE DA QUELLA SISMICA

L'analisi dei carichi verticali ai fini delle verifiche sismiche è stata condotta in accordo alle "NTC08".

### • Carichi Permanenti

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli propri della struttura e quelli relativi a tamponature esterne, divisori, massetti, isolamenti, pavimenti, intonaci, impianti ed altro. Tali carichi sono valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali (oppure in base al peso proprio stimato per l'elemento considerato, come ad esempio capita nel caso di eventuali impianti o sovrastrutture di copertura).

Per la scelta dei coefficienti di combinazione per i diversi stati limite secondo le "NTC08" tale categoria di carichi è stata divisa in: carichi permanenti strutturali e carichi permanenti non strutturali.

#### ANALISI DEI CARICHI STATO DI FATTO

Solaio sottotetto e copertura:

Carichi $G_1$	daN/m <sup>2</sup>
$G_1$ tot	520.00

Carichi Q	daN/m <sup>2</sup>
H1 Coperture e sottotetti accessibili solo per la manutenzione	50.00

7.1 -  $G_1$  e  $G_2$  solaio sottotetto e copertura.

Solaio primo calpestio

Carichi $G_1$	daN/m <sup>2</sup>
$G_1$ tot	500.00

Carichi Q	daN/m <sup>2</sup>
B Uffici aperti al pubblico	300.00

7.2 -  $G_1$  e  $G_2$  solaio primo calpestio.

Tamponature

Carichi	daN/m
$G_2$ tot	700

7.3 -  $G_2$  Tamponature.

ANALISI DEI CARICHI STATO DI PROGETTO

Solaio sottotetto e copertura:

Carichi G <sub>1</sub>	daN/m <sup>2</sup>
G <sub>1</sub> tot	520.00

Carichi Q	daN/m <sup>2</sup>
H1 Coperture e sottotetti accessibili solo per la manutenzione	50.00

1.1 - G<sub>1</sub> e G<sub>2</sub> solaio sottotetto e copertura.

Solaio primo calpestio

Carichi G <sub>1</sub>	daN/m <sup>2</sup>
G <sub>1</sub> tot	500.00

Carichi G <sub>2</sub>	daN/m <sup>2</sup>
massetto	100.00
G <sub>2</sub> tot	100.00

Carichi Q	daN/m <sup>2</sup>
B Uffici aperti al pubblico	300.00

1.2 - G<sub>1</sub> e G<sub>2</sub> solaio primo calpestio.

Tamponature

Carichi	daN/m
G <sub>2</sub> tot	700

1.3 - G<sub>2</sub> Tamponature.

Il valore del carico G1 è stato dedotto dalla Relazione Illustrativa art. 4-B legge 1086 del 5/11/1971 redatta dal Direttore dei lavori dell'ente appaltante Ing. Mario Spagnolo e dal Calcolatore e Direttore dei Lavori delle opere in c.a. Ing. Francesco Palma di cui se ne riporta una stralcio nel seguito.

PROVINCIA DI AVELLINO

COMUNE DI AVELLINO

**Relazione illustrativa. - (art. 4-B - legge 1086 del 5-11-1971)**

**O G G E T T O :**

1. Tipo di costruzione SCUOLA MATERNA
2. Committente IACP
3. Ubicazione MONTE PARCO
4. Progettista dell'opera ING. FRANCESCO PALMA
5. Progettista delle strutture ING. FRANCESCO PALMA
6. Direttore dei lavori

**1) CARATTERISTICHE DELL'OPERA**

Tipo di fondazione MISTA (A PUNTI ISOLATI E SU MONOPALI)

Strutture verticali PILASTRI IN C.A.

Strutture orizzontali {  
 a) travi IN C.A.  
 b) solai LASTRE TRALICCIATE

Altezza del fabbricato 5

N. dei piani fuori terra 1

**2) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Cemento tipo 325

Acciaio tipo ~~F.b. 44~~ FeB38K  $\frac{1}{2}$

Dosaggio del calcestruzzo:

a) rapporto acqua-cemento 0,5

b) n. di q.li di cemento-mc. di calcestruzzo 3 p

Tipo di inerti PIETRISSO E SABBIA NELLE DOVUTE PROPORZIONI

**3) SOVRACCARICHI**

a) solai {  
 permanenti 500 kg/m<sup>2</sup> PIANO TERRA 520 PER SOTTOTETTO E COPERTURA kg/m<sup>2</sup>  
 accidentali 400 A PIANO TERRA 200 kg/m<sup>2</sup> PER SOTTOTETTO COPERT. kg/m<sup>2</sup>

b) compagnature 700 kg/m<sup>2</sup>

• **Sovraccarichi Variabili**

Ai fini delle verifiche svolte si è fatto riferimento, per la definizione dei sovraccarichi variabili, alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008). I sovraccarichi assunti nelle verifiche sono quelli previsti per la destinazione di “ambienti suscettibili di affollamento” e “coperture e sottotetti” - cat. C e H - tabella 3.1.II - "Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici".

In particolare:

- Cat. B2 Uffici aperti al pubblico 300 daN/mq;
- Cat. H1 Sottotetto e coperture accessibili per la sola manutenzione 50 daN/mq.

• **Azioni Ambientali e Naturali per l’Azione della Neve**

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1, Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 - D.M. 14/01/2008) :

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

dove:

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

La provincia di Avellino si trova in Zona III, per cui il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 0.51[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$$

essendo la quota del suolo sul livello del mare  $a_s > 200$  m.

Pertanto considerando  $\mu = 0.8$ ,  $C_E = 1$  e  $C_t = 1$  si ha  $q_s = 0,62 \text{ kN/m}^2$ .

**Azioni Ambientali e Naturali per l’Azione del Vento**

Trattandosi di un edificio con una configurazione e tipologia strutturale ordinaria ed in c.a. si ritiene che l’azione globale e/o locale che il vento esercita sulla costruzione sia inferiore a quella dovuta alle azioni sismiche, per cui non è necessario procedere ad una loro valutazione.

• **Escursioni Termiche**

Non è stata presa in considerazione l’azione delle variazioni termiche in quanto ritenuta non significativa per le tipologie in esame.

In considerazione delle diverse e numerose tipologie di distribuzione dei carichi, si rimanda al tabulato di calcolo per il riepilogo dei carichi unitari utilizzati nelle elaborazioni numeriche.

## 8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni sono state stabilite secondo la combinazione fondamentale riportata nel paragrafo § 2.5.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 – D.M. 14/01/2008.

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{K2}$$

dove:

- $G_1$  è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$  è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $Q_{K1}$  è il valore caratteristico della azione variabile;
- $\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
- $\gamma_{G2}$  è il coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Q1}$  è il coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\psi_{0i}$  sono i valori dei coefficienti di combinazione.

Le verifiche sismiche allo stato limite ultimo (SLV) vengono effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (§ 3.2.4 Norme Tecniche per le Costruzioni 2008):

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

- $E$  è l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- $\Psi_{2i}$  è il coefficiente di combinazione;

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

I coefficienti parziali di sicurezza sono dati dalla Tabella 2.6.I delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008; i valori individuati sono:

COEFFICIENTI	VALORI	
	V <sub>G1</sub>	1
1.3		sfavorevole
V <sub>G2</sub>	0	favorevole
	1.5	sfavorevole
V <sub>Q1</sub>	0	favorevole
	1.5	sfavorevole

8.1.1 – Valori dei  $\gamma$  (A1 STR) assunti nel calcolo.

I valori dei vari coefficienti di combinazione sono invece scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma (Tabella 2.5.I Norme Tecniche per le Costruzioni 2008):

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

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimessa e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,3	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 9. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

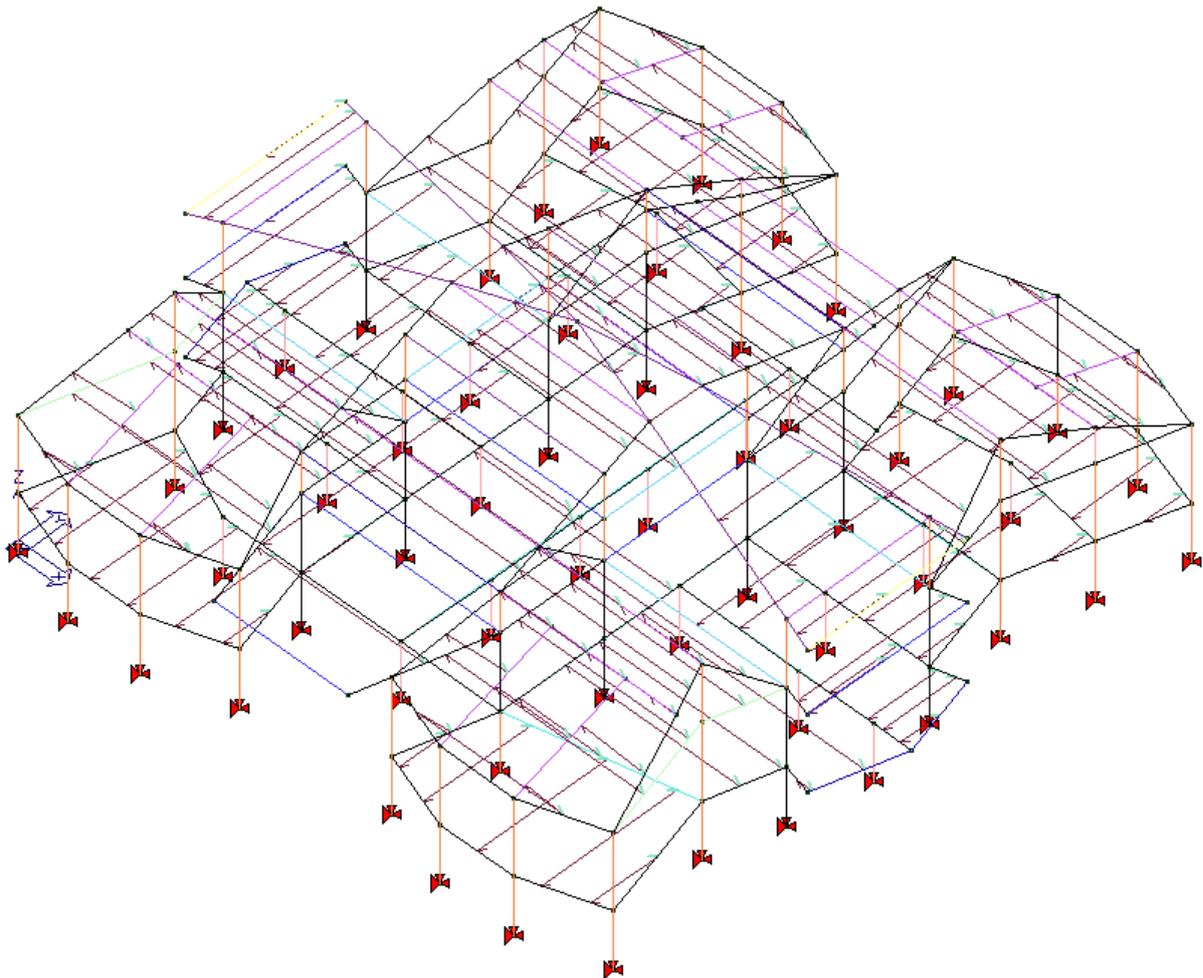
La modellazione numerica è stata eseguita rispettando quanto riportato nei capitoli 7 e 8 (edifici esistenti) delle “NTC08” e tenendo in debito conto le corrispondenti precisazioni riportate nella

“Circolare applicativa 2 febbraio 2009, n.617”.

Il modello da analizzare rappresenta in modo adeguato la reale geometria, la distribuzione delle masse e delle rigidzze effettive, pur nelle necessarie schematizzazioni ed esemplificazioni e restituisce il comportamento reale delle strutture sotto le azioni a cui è soggetta. (Figura 9.1.1).

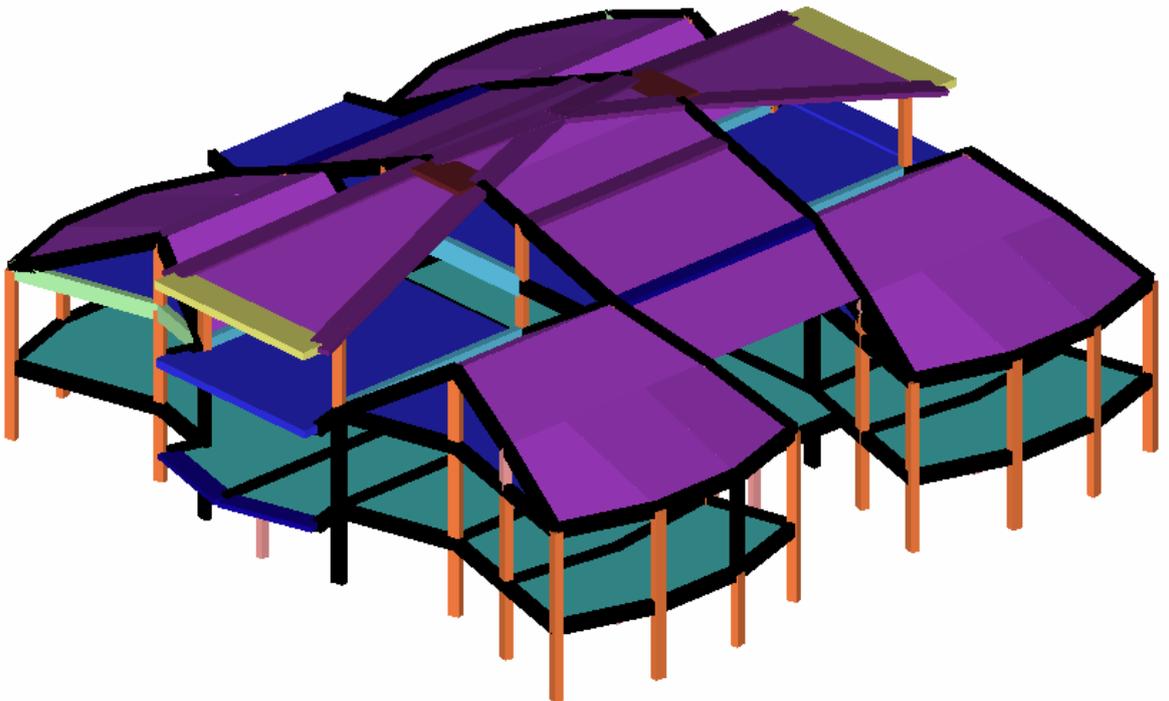
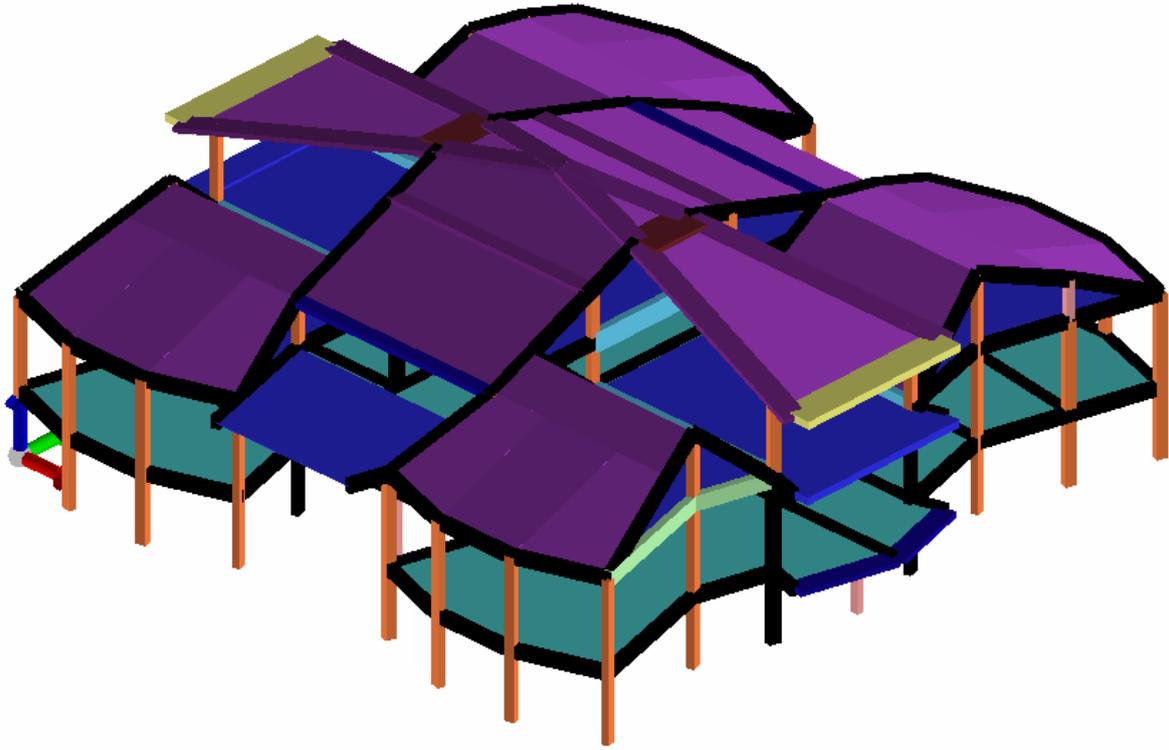
La schematizzazione delle strutture, riportata sia nei grafici che nelle restanti relazioni redatte è

frutto di analisi e di ipotesi più probabili nel loro complesso. Ipotesi basate sui criteri dell'epoca di progettazione e realizzazione degli elementi strutturali, sulla consultazione della documentazione rinvenuta e sulla valutazione dei risultati dei rilievi e delle indagini diagnostiche.



9.1.1 – Modello della struttura “Filo di ferro”.

Per la numerazione degli elementi strutturali che permette di poter controllare i dati contenuti nei corrispondenti tabulati di calcolo si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente.



9.1.2 - Viste assometriche della struttura "Solido dinamico".

In base a quanto esposto nella descrizione del sistema costruttivo è possibile individuare uno schema sismo-resistente alle azioni orizzontali di tipo tridimensionale del tipo a telaio con travi e pilastri orditi non sempre nelle due direzioni X e Y. Gli impalcati orizzontali dell'edificio, in funzione delle loro caratteristiche costruttive, solai pre fabbricati con lastre tralicciate e con soletta di irrigidimento (cfr. documentazione rinvenuta ed elaborati grafici) sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Il terreno di fondazione, infine, è stato schematizzato come suolo elastico alla Winkler.

Le tamponature e le apparecchiature impiantistiche sono stati considerati unicamente in termini di massa essendo il loro contributo strutturale (in termini di rigidità e resistenza) tale da non modificare significativamente il comportamento globale della struttura.

Non sono presenti casi dove è necessario considerare l'azione sismica verticale non essendoci campate con luci superiori a 20 m, sbalzi con luci superiori a 4 m, elementi spingenti, etc..

## 10. VERIFICHE DI REGOLARITÀ

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

Le tabelle riportate nel seguito riepilogano, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

### REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA

REGOLARITÀ IN PIANTA ( punto 7.2.2 NTC08)	
a) Configurazione compatta e simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali (massa e rigidità)	SI
b) rapporto lati rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta < 4	SI
c) dimensione rientri e sporgenze < 25% dimensione totale della costruzione nella corr. direzione	SI
d) orizzontamenti resistenti e inf. rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali	SI

10.1 – Condizioni di regolarità in pianta.

### REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA

REGOLARITÀ IN ALTEZZA (punto 7.2.2 NTC08)	
e) i sistemi resistenti verticali (telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente dalla base alla sommità della costruzione	
variazione massa tra due orizzontamenti $\leq 25\%$	SI
aumento rigidità tra due orizzontamenti $\leq 10\%$	NO
diminuzione rigidità tra due orizzontamenti $\leq 30\%$	NO
g) Per telai in CDB: $(\text{res. effettiva}/\text{res. richiesta})_{\text{orizz. } i} < 20\% (\text{res. effettiva}/\text{res. richiesta})_{\text{orizz. } i+1}$	
direzione 2 :V2	(*)
direzione 3 :V3	(*)
h) restringimenti della sezione orizz. dell'edificio gradualmente da un piano al successivo	NO

10.2 – Condizioni di regolarità in altezza.

(\*) tali valori sono da definirsi a posteriori dopo la verifica.

La struttura risulta pertanto:

- **REGOLARE in pianta**
- **NON REGOLARE in altezza.**

## 11. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA ANTE OPERAM

La valutazione della sicurezza è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste per i diversi stati limite, cui la struttura può resistere con il grado di protezione richiesto dalle norme e definito dai coefficienti di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione.

Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono. È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive. Tali fattori riducono preliminarmente i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, ulteriormente ridotti, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

La valutazione della sicurezza è stata quindi condotta nel rispetto del Cap. 8 delle "NTC", per lo "Stato Limite Ultimo - SLU", con riferimento allo "**Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV**", e per lo "Stato Limite di Esercizio - SLE" con riferimento sia allo "**Stato Limite di Danno - SLD**" sia allo "**Stato Limite di Operatività - SLO**" essendo la struttura di classe IV.

Lo "Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV" prevede che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali a cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva però una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento Pvr nel periodo di riferimento VR della struttura, pari al 10%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito " $T_{RIF, SLV}$ " e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di salvaguardia della vita " $PGA_{RIF, SLV}$ ".

Lo "Stato Limite di Danno - SLD" prevede che a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti

alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento

Pvr nel periodo di riferimento VR della struttura, pari al 63%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito " $T_{RIF,SLD}$ " e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di danno " $PGA_{RIF,SLD}$ ".

Lo "Stato Limite di Operatività - SLO" prevede che a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Come azione di progetto si considera un sisma con probabilità di superamento Pvr nel periodo di riferimento VR

della struttura, pari al 81%. Nel caso specifico il periodo di ritorno per lo stato limite in esame viene definito " $T_{RIF,SLO}$ " e il livello di intensità dell'accelerazione sismica associata può essere definito come accelerazione stimata di operatività " $PGA_{RIF,SLO}$ ".

I parametri rappresentativi del raggiungimento dei diversi stati limite legati alla "Capacità della Struttura", come in precedenza definiti e calcolati ai sensi del capitolo 8 delle "NTC" e relativa "Circolare NTC" sono rappresentati come:

- $T_{R,SLO}$  = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Operatività;
- $T_{R,SLD}$  = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Danno;
- $T_{R,SLV}$  = Periodo di Ritorno del Sisma per Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

I dati di pericolosità per i diversi stati limite considerati relativi alla "Domanda Sismica" sono rappresentati come:

- $T_{RIF,SLO}$  = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'81%;
- $T_{RIF,SLD}$  = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'63%;
- $T_{RIF,SLV}$  = Periodo di Ritorno del Sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura, pari all'10%.

Dal rapporto dei parametri rappresentati come sopra si calcolano i valori degli "Indicatori di rischio sismico" (o anche detti coefficienti di vulnerabilità sismica) espressi in termini di periodi di ritorno dalle seguenti espressioni:

- $\alpha_{SLO} = (T_{R,SLO} / T_{RIF,SLO})^a$
- $\alpha_{SLD} = (T_{R,SLD} / T_{RIF,SLD})^a$
- $\alpha_{SLV} = (T_{R,SLV} / T_{RIF,SLV})^a$

dove l'esponente "a" è pari ad  $(1/2,43) = 0,41$ .

Gli indicatori di rischio sismico (o coefficienti di vulnerabilità sismica) relativi al rischio di collasso  $\alpha_{SLV}$  e al rischio di inagibilità  $\alpha_{SLD}$  e  $\alpha_{SLO}$  sono parametri che, se prossimi o superiori

all'unità, caratterizzano casi in cui il rischio è prossimo a quello previsto dalla normativa mentre se prossimi a zero caratterizzano casi a rischio molto elevato.

Si vuole precisare che il rapporto tra i periodi di ritorno relativi alla capacità della struttura e alla

domanda sismica, laddove non fosse elevato all'esponente "a", darebbe luogo ad una "scala di percezione del rischio" o "scala di rischio" molto diversa rispetto a quella comunemente utilizzata in precedenza in termini di PGA. Si ricorda che tale scala è stata messa da parte nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con le "NTC".

La "scala di rischio" risulta infatti essere molto diversa, rispetto a quella che prende a riferimento le PGA, a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una "scala di rischio" paragonabile alla precedente, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente  $a=1/2,43=0.41$  ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

Come detto in precedenza, nel nuovo quadro normativo di riferimento, determinatosi con le "NTC", l'indicatore di rischio sismico calcolato in termini di PGA non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime. Tuttavia, esso, continua a rappresentare una scala di percezione del rischio ampiamente utilizzata in passato e con la quale è bene continuare a mantenere una certa affinità.

Per tale motivo, in riferimento ai diversi stati limite considerati, oltre agli indicatori di rischio in termini di periodo di ritorno sono riportati anche quelli in termini di PGA ricavati per interpolazione, a partire dal valore di pericolosità sismica "TR", secondo quanto disposto dall'espressione di cui all'allegato A delle "NTC".

Considerate le caratteristiche della struttura, e in particolare la presenza di una copertura pesante sostenuta da pilastri tozzi, cautelativamente si è ritenuto opportuno valutare il livello di sicurezza in corrispondenza dei vari stati limite mediante l'utilizzo del metodo **dell'Analisi dinamica lineare** con i procedimenti di verifica riportati nelle "NTC" e relativa circolare.

## 11.1 METODO DI ANALISI

### **Analisi dinamica lineare**

Il metodo dell'analisi dinamica lineare con spettro di progetto assegnato si articola nei seguenti punti:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione di detti effetti e svolgimento delle verifiche di sicurezza.

L'analisi modale dell'edificio in esame è stata quindi condotta per ogni corpo di fabbrica sul modello tridimensionale ad elementi finiti sopra descritto. L'analisi è stata effettuata considerando tutti i modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi sufficienti a garantire il raggiungimento di almeno l'85% di massa modale partecipante per ciascuna direzione principale di ingresso dell'azione sismica.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

in cui  $E_i$  ed  $E_j$  rappresentano i valori degli effetti relativi rispettivamente al modo  $i$ -esimo e  $j$ -esimo e  $\rho_{ij}$  rappresenta il coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  ed il modo  $j$  valutato in funzione dei rispettivi periodi e rapporti di smorzamento modale.

Con riferimento poi alla combinazione delle componenti dell'azione sismica, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Le "NTC" forniscono alcune indicazioni generali e suggerimenti in merito alla modellazione delle strutture in termini di analisi sismica globale in particolar modo per gli edifici esistenti. Tali raccomandazioni sottolineano l'importanza di una corretta scelta delle distribuzioni di masse e

rigidezze al fine di ottenere un modello strutturale adeguato al tipo di analisi condotta. E' noto che una non perfetta conoscenza del posizionamento delle masse può portare a sottostimare le

sollecitazioni sulla struttura legate agli effetti torsionali; la normativa vigente, infatti, prescrive di

considerare un'eccentricità accidentale aggiuntiva da applicare al centro delle masse di piano di ogni piano nella misura del 5% della massima dimensione del piano considerato dell'edificio in direzione perpendicolare all'azione del sisma.

Il modello di riferimento adottato per le analisi globali è quello tridimensionale a telaio spaziale costituito da telai piani in c.a. interconnessi da diaframmi orizzontali di piano rigido (solai). Ai fini

della determinazione della vulnerabilità sismica si utilizzeranno i valori di calcolo delle resistenze

dei materiali ottenuti dividendo i valori medi per il fattore di confidenza FC e laddove necessario

per i coefficienti parziali di sicurezza propri del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

## 11.2 FATTORE DI STRUTTURA

Nel caso di analisi dinamiche in campo lineare, le "NTC" stabiliscono che lo spettro per le verifiche agli stati limite ultimi possa essere scalato, per tener conto delle capacità dissipative della struttura, attraverso il fattore di struttura  $q$  che per edifici esistenti in c.a. è definito al punto C8.7.2.4 della "Circolare NTC".

Nel caso specifico trattandosi di struttura a telaio in c.a. e tenendo conto della regolarità della stessa nonché dei tassi di lavoro del materiale, è stato assunto per il fattore di struttura  $q$  un

valore medio di **2.90** per i **meccanismi duttili** e di **1.5** per i **meccanismi fragili** (cfr. Circolare NTC).

In particolare, il fattore di struttura è stato definito considerando quanto espresso dalla Circolare n°617/2009 al paragrafo C8.7.2.4 relativamente agli edifici esistenti “.....è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l’uso del fattore di struttura q, il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale. In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all’azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti”.

Considerato che la normativa indica solo l’intervallo entro cui scegliere il fattore di struttura per gli edifici esistenti senza fornire nessuna indicazione sulle modalità di calcolo, il valore di 2,90 è stato determinato come media tra il valore del fattore q determinato nel caso di edifici di nuova costruzione nell’ipotesi di regolarità in pianta e irregolarità in altezza (situazione reale) e il valore di q corrispondente ad un edificio nuovo irregolare in altezza e in pianta (situazione più svantaggiosa).

$$q = q_0 \times k_w \times k_r = 3,90 \times 1 \times 0,8 = 3,12$$

$$q = q_0 \times k_w \times k_r = 3,45 \times 1 \times 0,8 = 2,76$$

$$(3,12 + 2,76)/2 = 2,94.$$

Pertanto, a vantaggio di sicurezza è stato assunto il valore pari a 2,90.

Per quanto riguarda i criteri di verifica per le costruzioni esistenti si è fatto riferimento alle NTC e relativa Circolare; quindi nel caso di elementi in c.a.:

- lo Stato Limite di Operatività SLO si considera raggiunto quando lo spostamento relativo fra punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore di 2/3 dello 0,005 dell’altezza di interpiano;
- lo Stato Limite di Danno SLD si considera raggiunto quando lo spostamento relativo fra punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore di 0,005 dell’altezza di interpiano;
- lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV si considera raggiunto in corrispondenza della prima rottura a taglio di un elemento o del primo collasso dei nodi non confinati (meccanismi fragili) oppure in corrispondenza della prima rottura a pressoflessione di un elemento (meccanismi duttili).

Al fine di portare in conto il danneggiamento e la fessurazione dei materiali fragili sotto l’azione dei carichi sismici, le verifiche in ambito lineare sono state condotte riferendosi alla rigidezza delle sezioni resistenti valutata in condizioni fessurate. Le “NTC” al punto 7.2.6 consentono di ridurre fino al 50% la rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati; nel caso specifico la riduzione di rigidezza adottata è pari proprio al 50% avendo tenuto in debito conto i periodi fondamentali di vibrazione, l’andamento dello spettro elastico e di progetto sia in termini di accelerazione sia in termini di spostamento, e la tipologia costruttiva.

### 11.3 RISULTATI ANALISI SISMICA

Di seguito viene riportata la sintesi dei risultati dell'analisi numerica in termini di valori minimi degli indicatori di rischio relativi agli stati limite analizzati:

STATO LIMITE	PGA	Tr	$\alpha$ (PGA)	$\alpha$ (Tr)
<b>SLD (Spostamento di interpiano)</b>				
<b>valori minimi</b>	<b><u>0.078</u></b>	<b><u>63</u></b>	<b><u>0.661</u></b>	<b><u>0.824</u></b>
<b>SLO (Spostamento di interpiano)</b>				
<b>valori minimi</b>	<b><u>0.053</u></b>	<b><u>30</u></b>	<b><u>0.582</u></b>	<b><u>0.753</u></b>
<b>SLV</b>				
<b>valori minimi SLV</b>	<b><u>0.024</u></b>	<b><u>7</u></b>	<b><u>0.084</u></b>	<b><u>0.134</u></b>

11.3.1 - Tabella sintesi risultati.

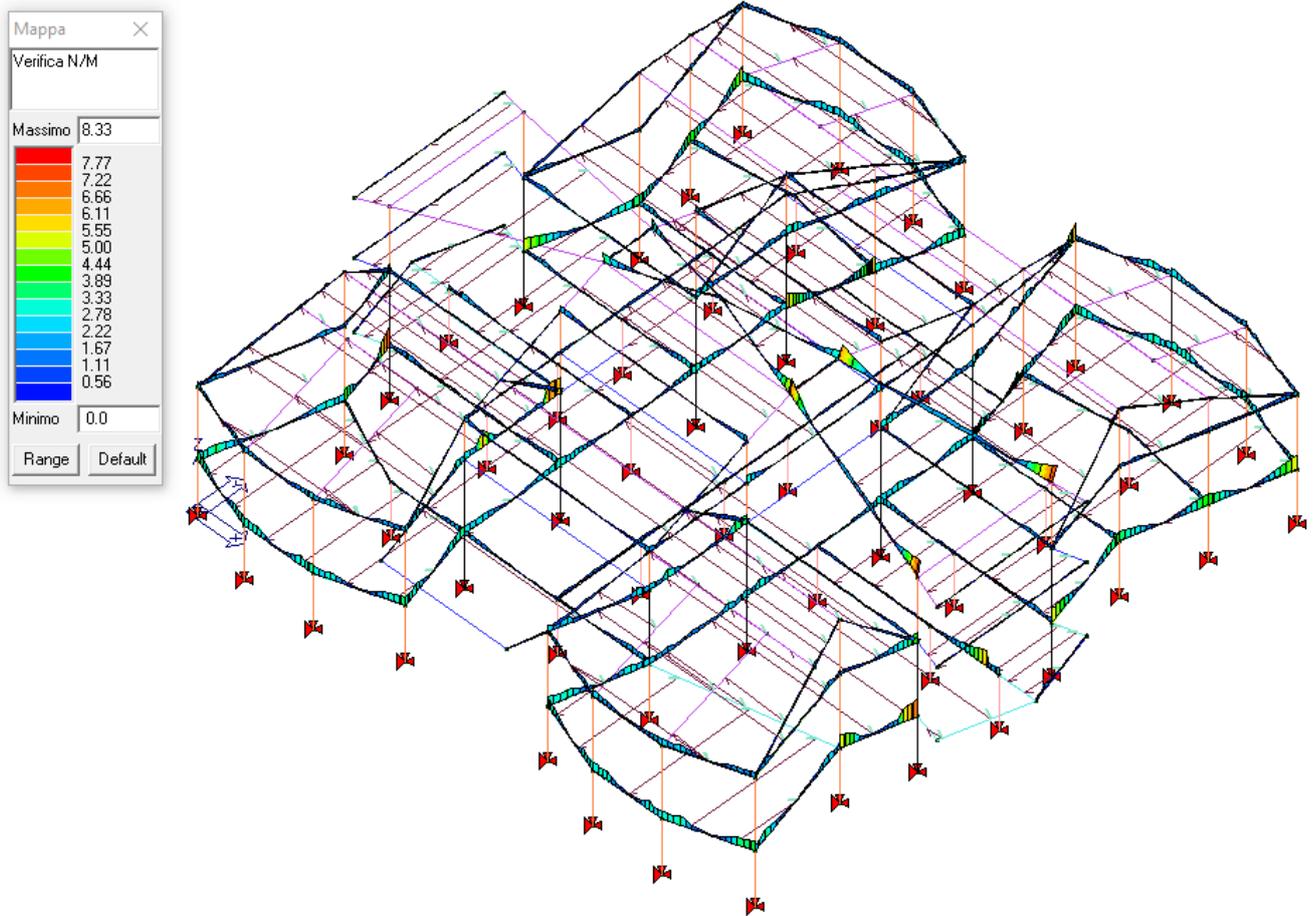
Le analisi numeriche hanno evidenziato che gli elementi in c.a., travi e pilastri, risultano verificati sotto la combinazione dei carichi verticali allo stato limite ultimo.

La vulnerabilità sismica del sistema strutturale evidenzia numerose criticità sia per le travi che per i pilastri della struttura in c.a.. L'individuazione delle deficienze strutturali si estende a tutti i componenti strutturali, evidenziando per ogni tipologia di elemento le eventuali carenze e il grado di sicurezza associabile e conseguentemente una tecnica di intervento idonea al soddisfacimento della verifica e quindi all'adeguamento dei singoli elementi e infine del complesso.

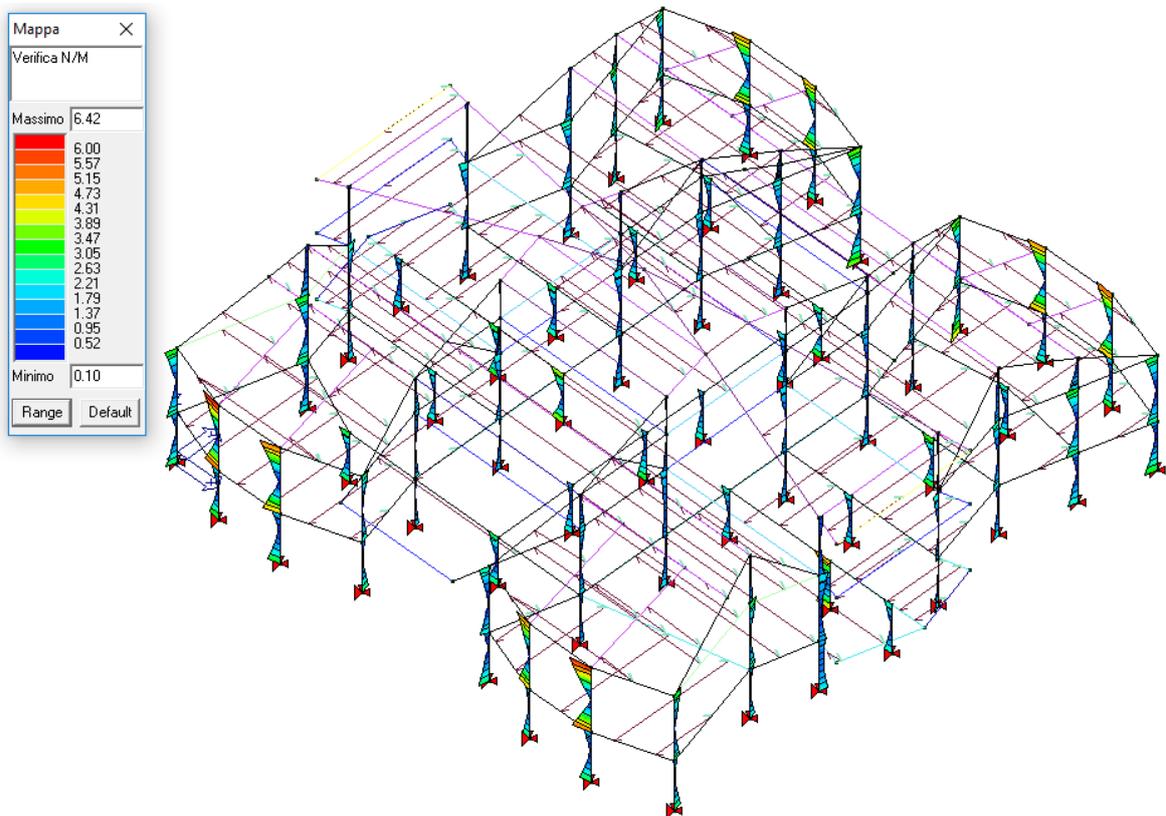
Si riporta nel seguito la verifica del grado di vulnerabilità della struttura relativo alle seguenti tipologie di carenza:

- Meccanismo di rottura delle travi a pressoflessione;
- Meccanismo di rottura delle travi a taglio lato calcestruzzo;
- Meccanismo di rottura delle travi a taglio lato acciaio;
- Meccanismo di rottura dei pilastri a pressoflessione;
- Meccanismo di rottura dei pilastri a taglio lato calcestruzzo;
- Meccanismo di rottura dei pilastri a taglio lato acciaio;
- Meccanismo di rottura dei nodi in c.a..

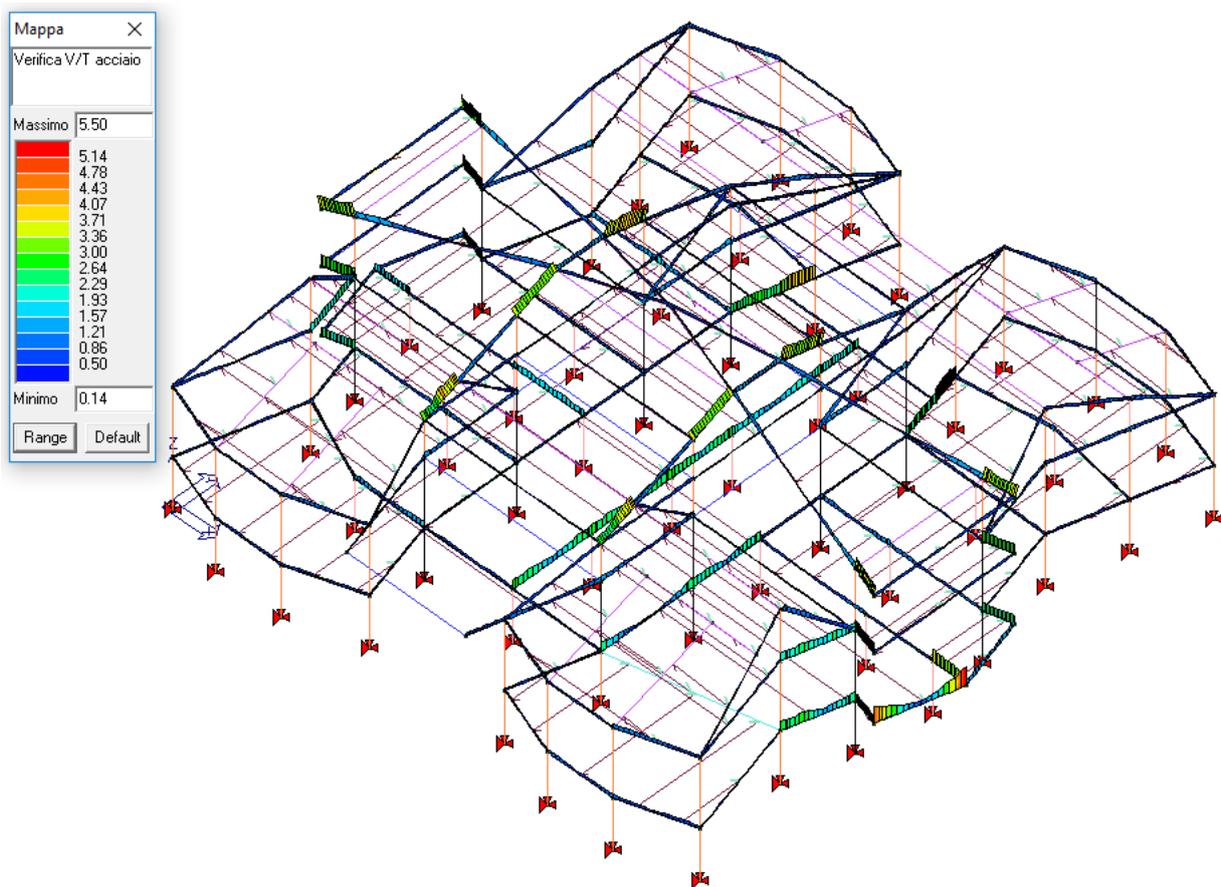
Nei seguenti grafici si evidenziano i risultati delle verifiche eseguite:



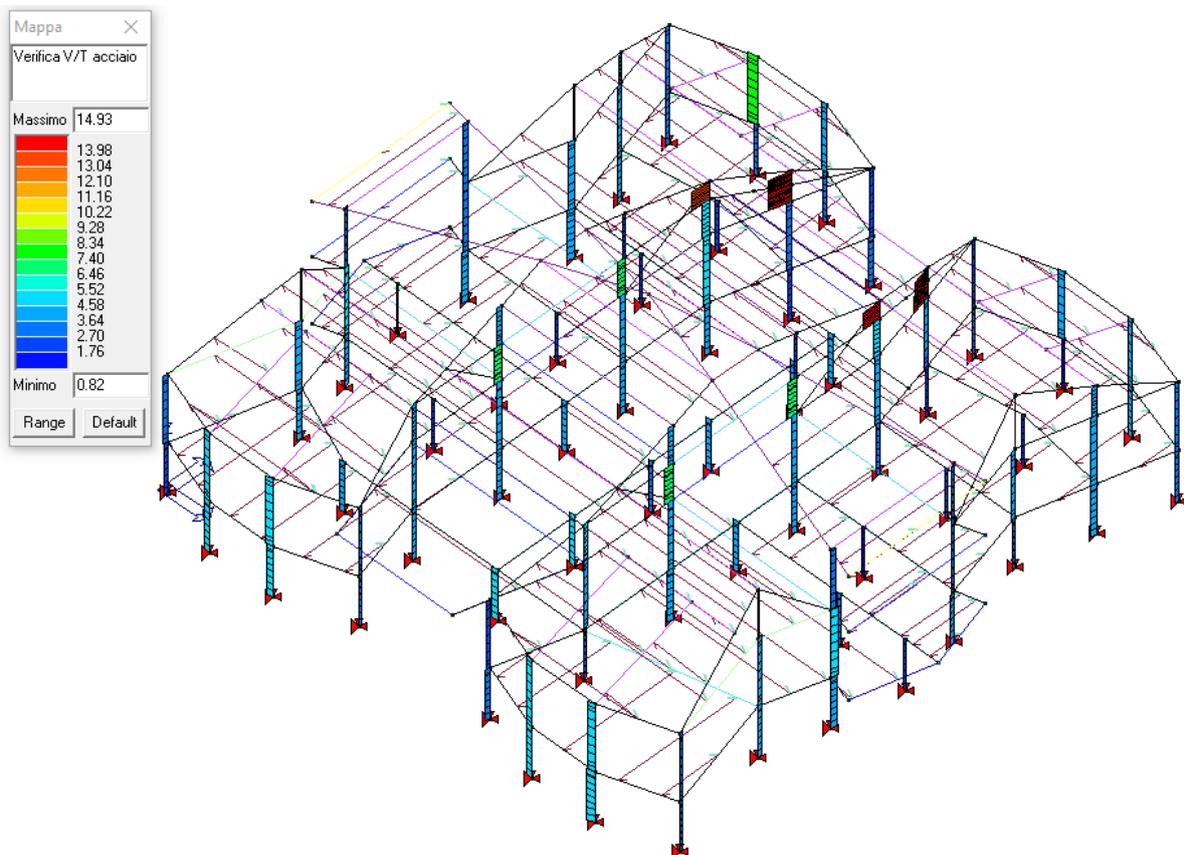
1.1.1 - Verifica a pressoflessione delle travi.



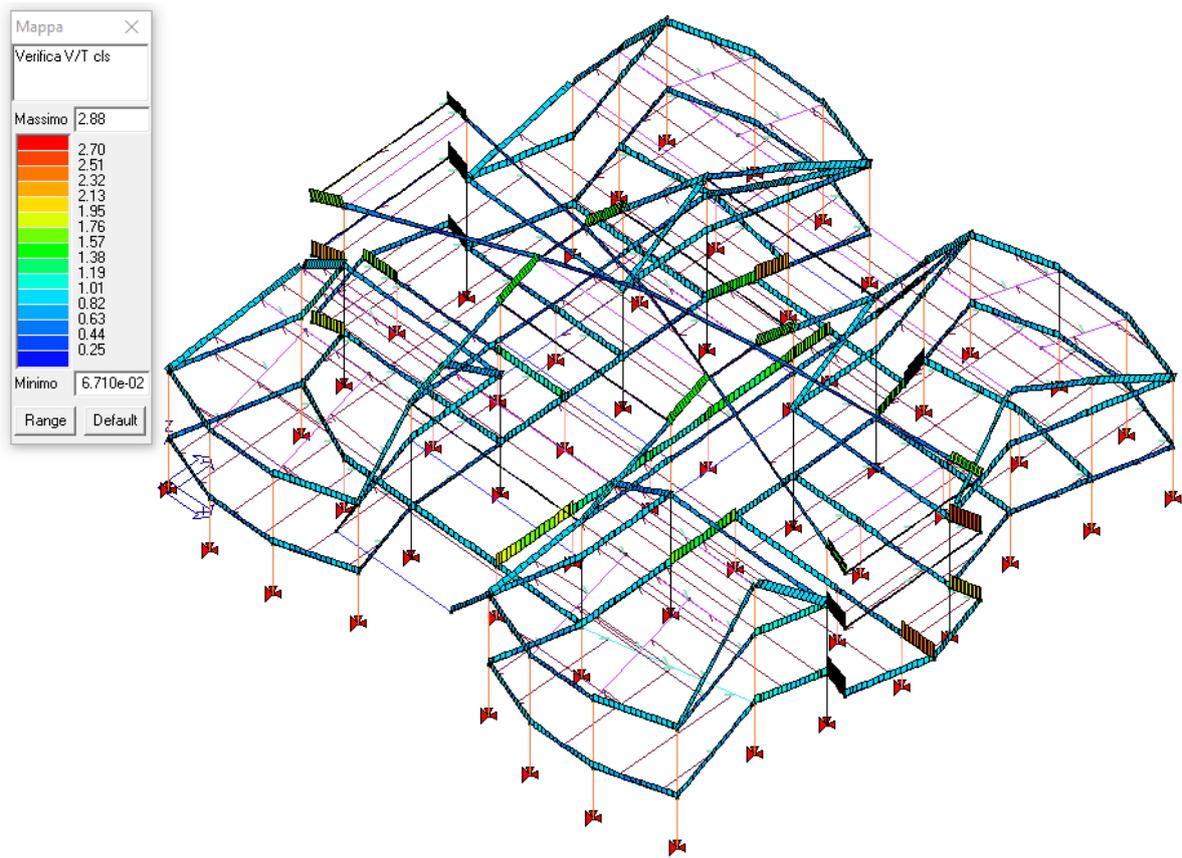
1.1.2 - Verifica a pressoflessione dei pilastri.



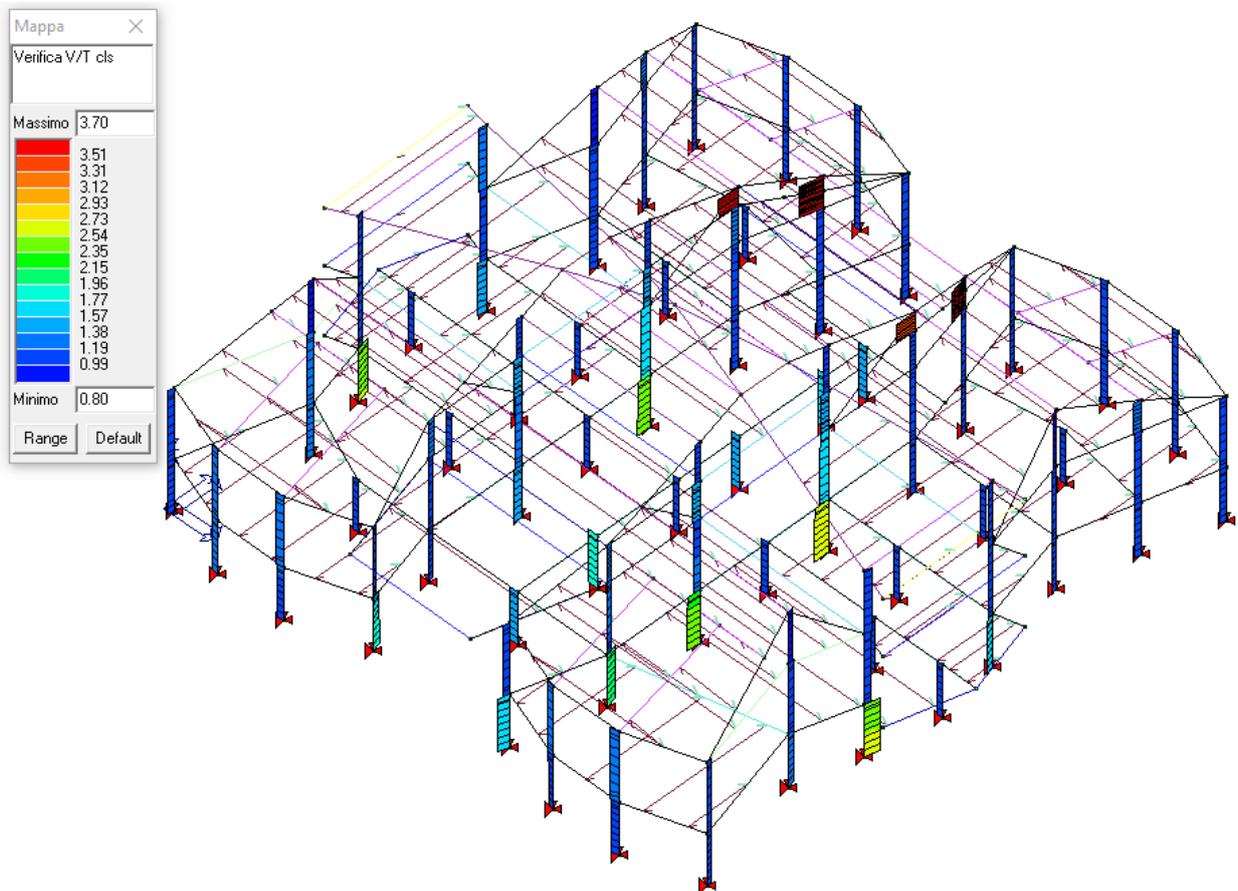
1.1.3 - Verifica a taglio lato acciaio delle travi.



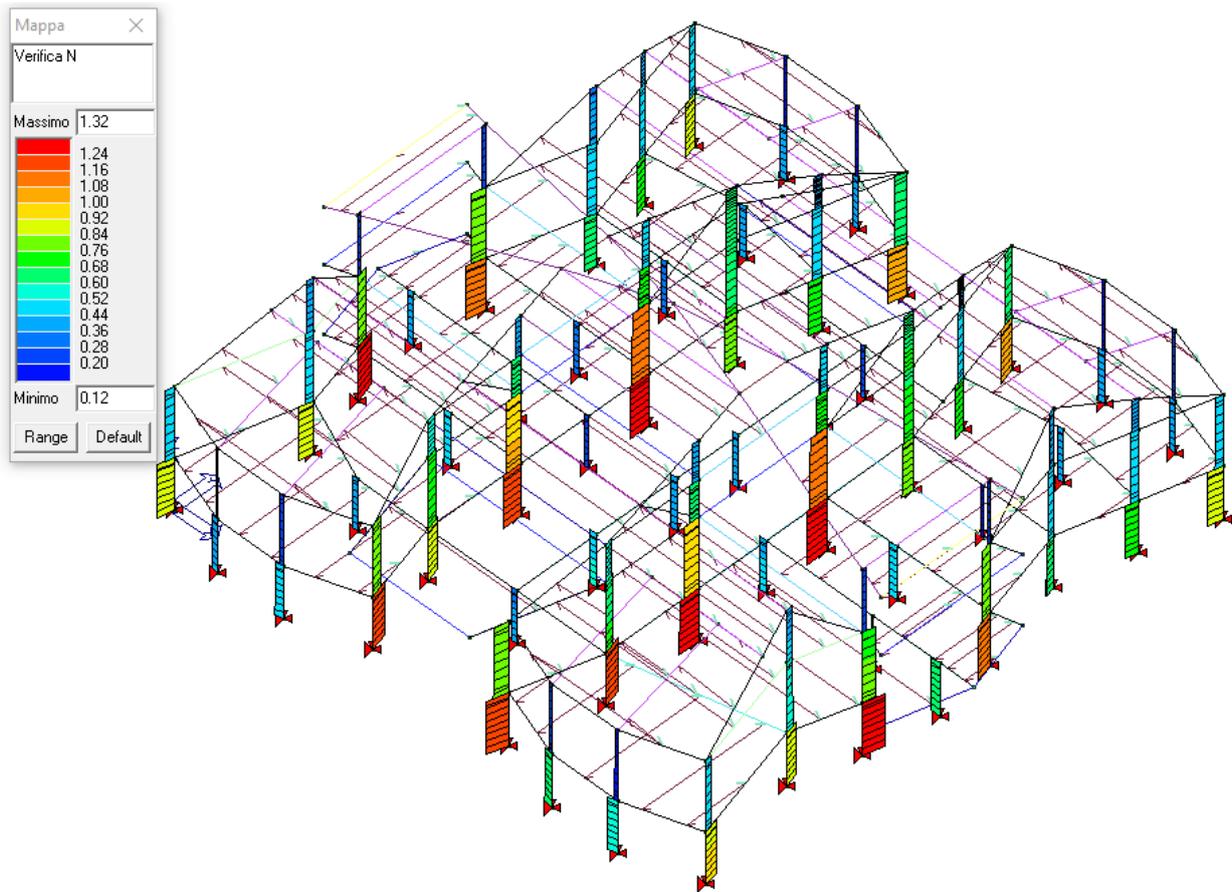
1.1.4 - Verifica a taglio lato acciaio dei pilastri.



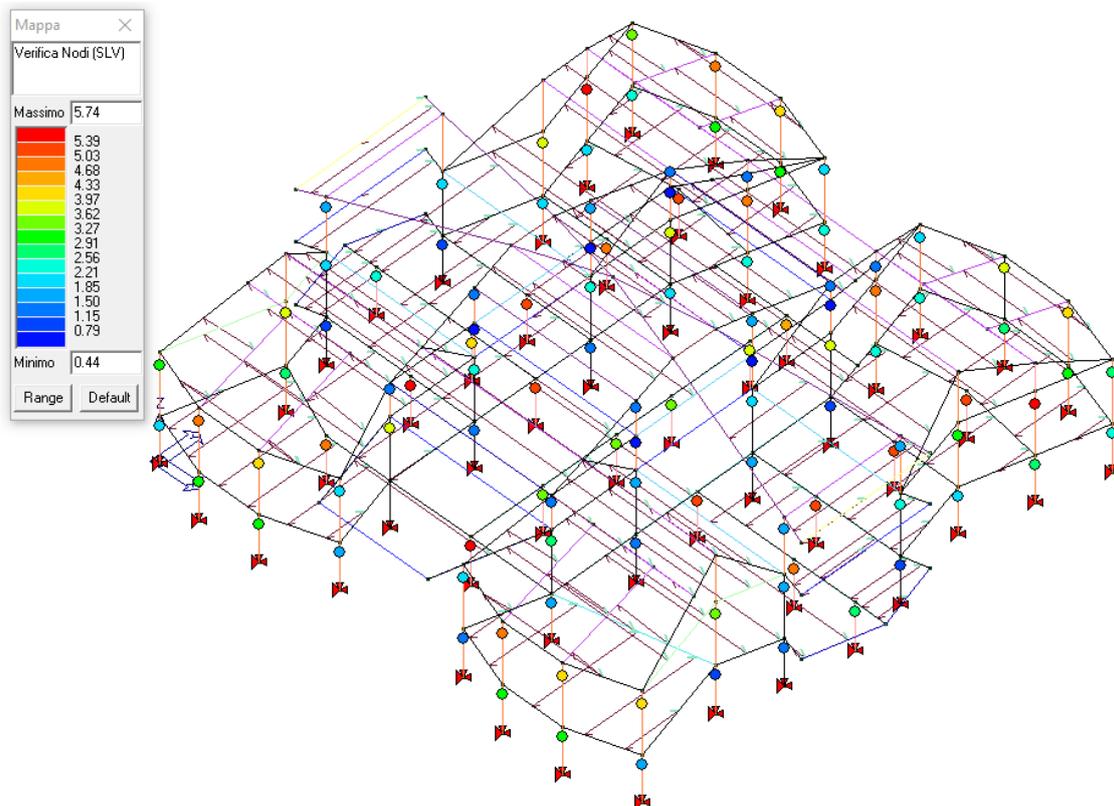
1.1.5 - Verifica a taglio lato calcestruzzo delle travi.



1.1.6 - Verifica a taglio lato calcestruzzo dei pilastri.



1.1.7 - Verifica a compressione del calcestruzzo dei pilastri.



1.1.8 - Verifica dei nodi.

Dalla tabella 10.2.1 si evince che gli indicatori di rischio sismico nei confronti dello stato limite di operatività SLO, di danno SLD e di salvaguardia della vita umana SLV risultano minori dell'unità; quindi, nei confronti degli stati limite di normativa, l'edificio non risulta verificato.

In particolare, gli indicatori agli stati limite **SLO e SLD** risultano non molto distanti dall'unità; quindi, nei confronti dello stato limite di esercizio è possibile concludere che **l'edificio presenta una vulnerabilità sismica "non elevata"**.

L'indicatore di rischio sismico nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita **SLV** (quello che caratterizza maggiormente la sicurezza dell'edificio), invece, risulta di molto inferiore all'unità; quindi nei confronti dello stato limite ultimo è possibile concludere che **l'edificio presenta una vulnerabilità sismica "elevata"**.

Il manifestarsi di azioni orizzontali da sisma pone l'edificio in condizioni di particolare vulnerabilità sostanzialmente per la scarsa rispondenza delle strutture ai principi fondamentali della progettazione sismo – resistente previsti dai vigenti codici normativi.

Le principali cause della forte vulnerabilità sismica sono da ascrivere, oltre che alla inadeguatezza delle sezioni resistenti degli elementi strutturali (in termini soprattutto di armatura), anche alle caratteristiche di irregolarità della pesante copertura rappresentata da una serie di solai a falda con diverse inclinazioni sostenuti da pilastri tozzi.

L'evoluzione dei meccanismi di collasso può essere facilmente identificata dalle immagini di sintesi riportate nelle pagine precedenti relative ai diversi meccanismi di rottura allo stato limite SLV.

In particolare, le verifiche allo SLV non risultano soddisfatte soprattutto per la rottura fragile a taglio dei pilastri tozzi della copertura e di quelli che si vengono a formare per effetto del solaio di sottotetto posto in corrispondenza dell'atrio a quota più alta rispetto a quello adiacente ( $h \leq 1.90$  m), di alcune travi corte presenti a tutti i piani e per l'attivazione dei meccanismi di rottura fragile dei nodi non confinati.

Superate queste criticità, i meccanismi di rottura a taglio interessano anche gli altri elementi strutturali e si attivano nel frattempo anche meccanismi duttili di rottura a pressoflessione, soprattutto delle travi. Anche i meccanismi di rottura dei nodi non confinati si presentano in maniera generalizzata su tutti gli elementi.

Vi è comunque da precisare, come emerge dalle osservazioni delle immagini riepilogative dei meccanismi di rottura degli elementi strutturali, **che i pilastri sono più vulnerabili delle travi.**

Si ricorda che non risultano rispettati negli elementi strutturali i limiti minimi di tipo geometrico e meccanico imposti dalle normative vigenti, come ad esempio il passo minimo delle staffe, i quantitativi minimi e massimi di armatura longitudinale, le regole dei dettagli costruttivi relative alla geometria degli elementi strutturali. Questi aspetti devono essere tenuti in conto in sede di progettazione degli interventi.

Si rimanda al tabulato di calcolo per maggiori dettagli.

## 11.4 VERIFICA SOLAI ESISTENTI

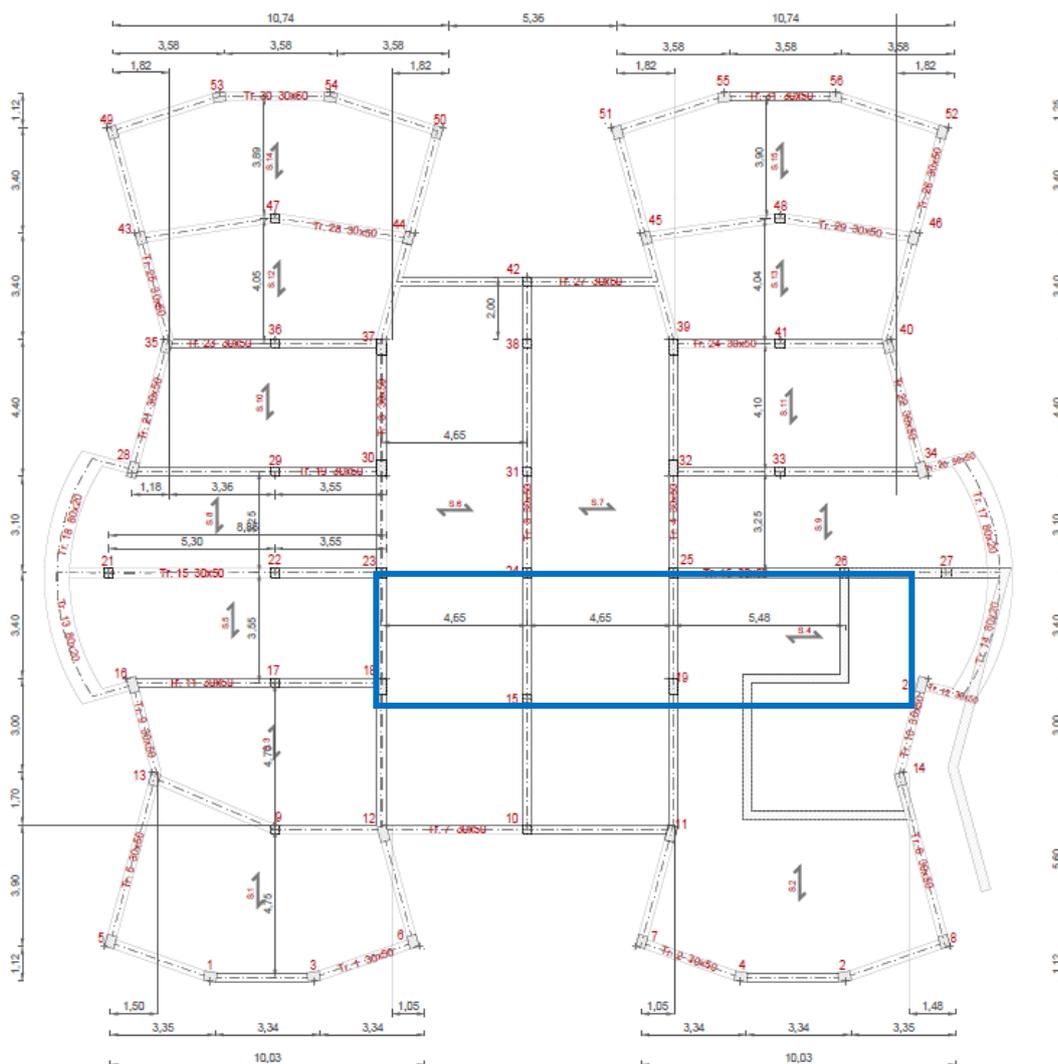
La tipologia di orizzontamenti caratterizzanti l'edificio è quella prefabbricata realizzata con lastre Predalles di larghezza pari a 120 cm con blocchi di polistirolo di alleggerimento e getto in cemento armato sovrastante. La predalles ha la funzione di garantire la resistenza in fase di getto del calcestruzzo ed è impiegata come cassero a perdere.

Si riporta la verifica dei solai con le luci di calcolo maggiori, due in semplice appoggio (solaio di sottotetto e copertura) e uno in continuità (solaio primo calpestio).

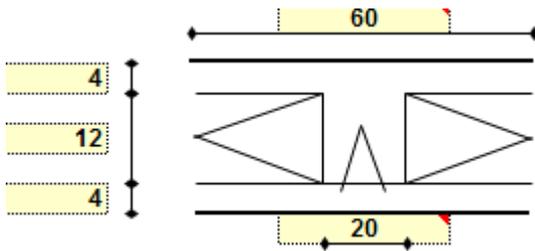
Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche strutturali principali.

*Le caratteristiche dei materiali sono state ricavate dalle prove pull - out eseguite dal Laboratorio GeoconsultLab s.r.l. (Rapporto di prova n° 1311/15/2929-2930), dalla "Relazione Illustrativa" redatta dal Calcolatore e dal Direttore dei lavori delle opere strutturali e dal "Verbale di prova di carico" del 26/1/1982, allegati all'elaborato S.7 "Relazione sui materiali".*

Solaio in continuità: primo calpestio  $h = 20$  cm



11.4.1 – Individuazione campate verificata.



Travetto tipo b = 20 cm e interasse i = 60 cm

Dati di input

Luci e carichi				
Luci (m)	L	4.65	4.65	5.48
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)	p.p. calc	4.65	4.65	5.48
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)	p.p.	500	500	500
Sov. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)	g1	0	0	0
Sov. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)	g2	100	100	100
Sov. variabili (daN/mq.)	q	300	300	300
Carichi totali (daN/m)	tot	900	900	900

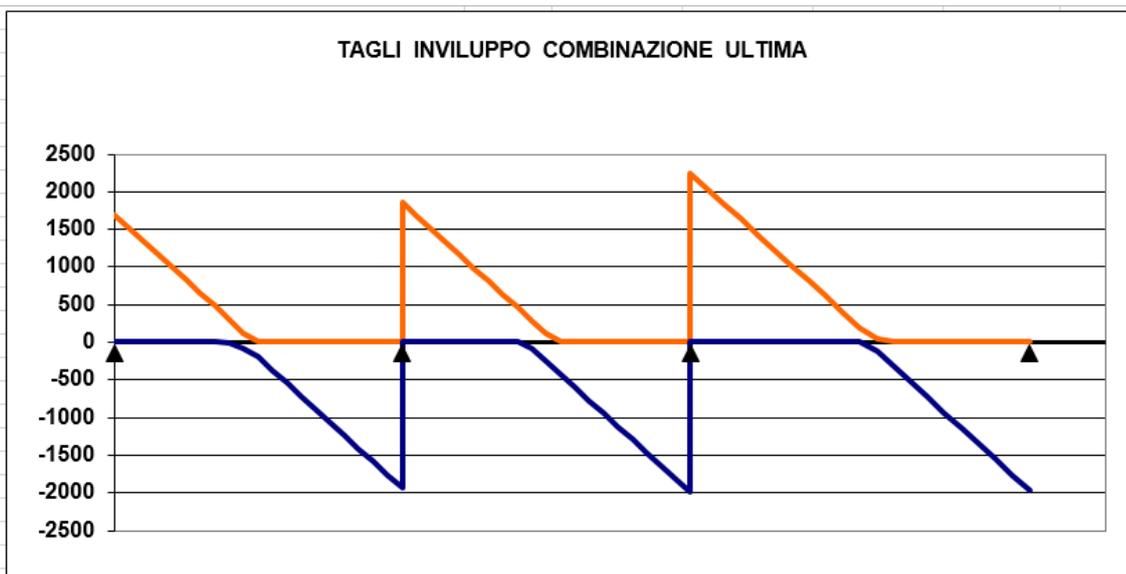
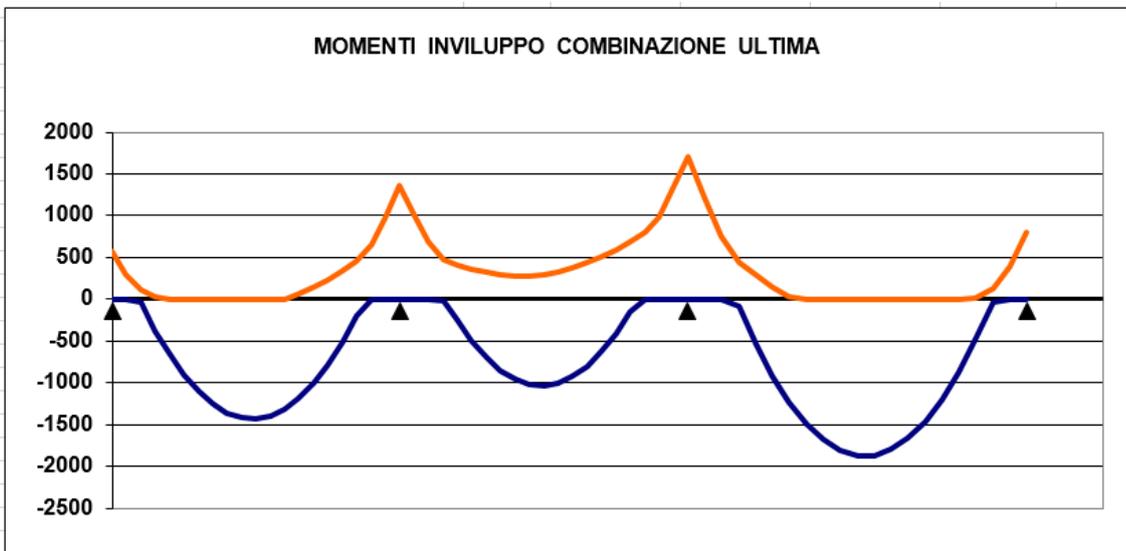
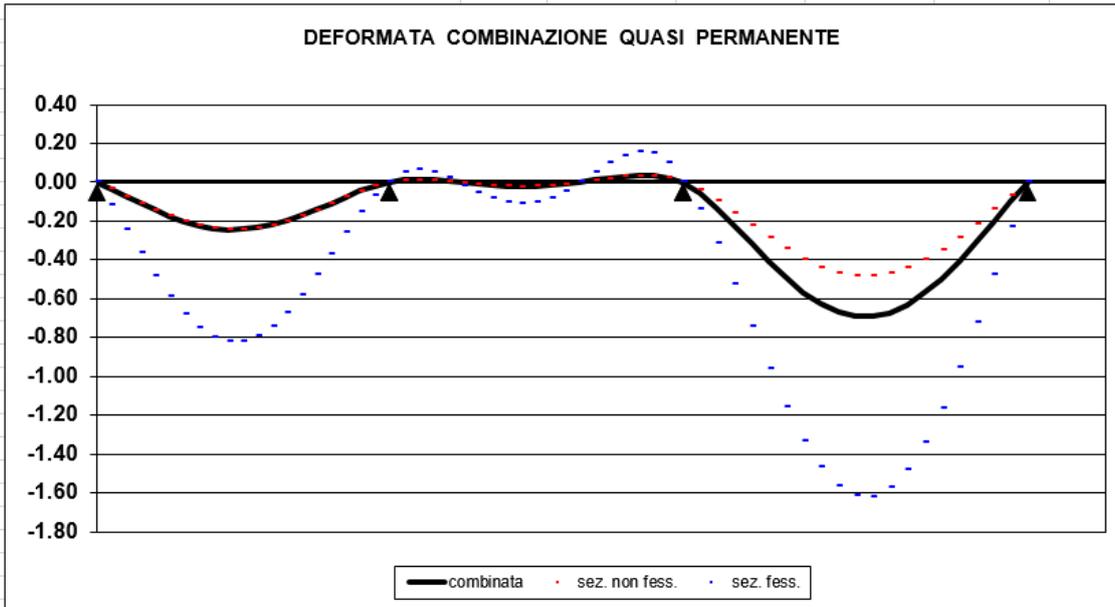
Categoria del carico variabile			
Cat. C Affollamento		$\psi_0$	0.7
		$\psi_1$	0.7
		$\psi_2$	0.6

Ridistribuzione momenti comb. ultima				
Ridistribuzione desiderata	1- $\delta$	15%		
Rapporti fra le luci delle campate		1.00	1.00	0.85
Ridistribuzione applicata		15%	15%	15%

Coefficienti parziali sulle azioni		$\gamma_{g1}$	$\gamma_{g2}$	$\gamma_q$	
	DEFAULT NTC '08	1.0	1.3		
		0.0	1.5		NTC '08
		0.0	1.5		

Combinazioni

<b>1: COMBINAZIONE ULTIMA</b>					
Momenti Max - per nervatura	-574	-1351	-1704	-798	
Momenti Max + per nervatura	1436	1040	1880		
Tagli dx Max per nervatura	1697	1855	2250		
Tagli sx Max per nervatura		1940	1992	1964	
Reazioni Max per nervatura	1697	3795	4242	1964	
Reazioni Max per fascia di un metro	2829	6325	7069	3273	
<b>2: COMBINAZIONE RARA</b>					
Momenti Max - per nervatura	-487	-1107	-1420	-676	
Momenti Max + per nervatura	856	558	1139		
Tagli dx Max per nervatura	1202	1295	1615		
Tagli sx Max per nervatura		1389	1408	1399	
Reazioni Max per nervatura	1202	2684	3023	1399	
Reazioni Max per fascia di un metro	2004	4473	5039	2332	
<b>3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>					
Momenti Max - per nervatura	-422	-941	-1220	-586	
Momenti Max + per nervatura	720	438	968		
Tagli dx Max per nervatura	1032	1103	1398		
Tagli sx Max per nervatura		1200	1207	1205	
Reazioni Max per nervatura	1032	2303	2605	1205	
Reazioni Max per fascia di un metro	1721	3838	4342	2009	
<b>4: COMBINAZIONE FREQUENTE</b>					
Momenti Max - per nervatura	-438	-983	-1270	-608	
Momenti Max + per nervatura	754	468	1011		
Tagli dx Max per nervatura	1075	1151	1452		
Tagli sx Max per nervatura		1247	1257	1254	
Reazioni Max per nervatura	1075	2398	2710	1254	
Reazioni Max per fascia di un metro	1791	3997	4516	2089	



Materiali e armatura

<b>Materiali</b>						
Calcestruzzo	Classe	C28/35				
Acciaio	Tipo	FeB38K				
<b>Dati geometrici</b>						
Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	φ	14	14	14	14	
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	φ	14	14	14	14	
<b>Armatura costante superiore</b>						
	φ	n.	n.	n.	n.	c
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	ø10	3	3	3		2.00
	CampSup	2.36	2.36	2.36		
	-	-	-	-	-	2.00
	AppSup	-	-	-	-	
<b>Armatura costante inferiore</b>						
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	ø10	3	3	3		2.00
	CampInf	2.36	2.36	2.36		
	-	-	-	-	-	2.00
	AppInf	-	-	-	-	
Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)	c	2.0	2.0	2.0	2.0	
Coprifero di calcolo (cm)	h'	2.7	2.7	2.7	2.7	
Spessore solaio (cm)	H	20	20	20	20	
Larghezza nervature (cm)	b	20	20	20	20	
Altezza utile (cm)	d	17.3	17.3	17.3	17.3	

e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata		0ø0	0ø0	0ø0	0ø0
<b>Armatura appoggi</b>		1ø14	2ø14	2ø14	1ø14
		1ø14	1ø14	1ø14	1ø14
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata		0ø0	0ø0	0ø0	0ø0
Momento sollecitante (daN*m)	Med	574	1351	1704	798
Momento resistente (daN*m)	Mrd	957	1832	1832	957
<b>indice di verifica</b>	f	1.67	1.36	1.08	1.20
Asse neutro (cm)	xc	3	4	4	3
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.s	3826	3826	3826	3826
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.c	-164.0	-164.6	-164.6	-164.0
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	1.000%	1.000%	1.000%
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.188%	-0.275%	-0.275%	-0.188%
Campo di rottura	n	2	2	2	2
Ridistribuzione massima consentita	1-δ	30%	29%	29%	30%
<b>Controllo redistribuzione</b>	1-δ	si	si	si	si
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata		3ø10	3ø10	3ø10	
<b>Armatura campate</b>		0ø14	0ø14	0ø14	
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata		3ø10	3ø10	3ø10	
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1436	1040	1880	
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2447	1529	2447	
<b>indice di verifica</b>	f	1.70	1.47	1.30	
Asse neutro (cm)	xc	3	2	3	
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.s	3826	3826	3826	
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.c	-161.5	-148.7	-161.5	
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	1.000%	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.173%	-0.138%	-0.173%	
Campo di rottura	n	2	2	2	

Dati di output

controllo armatura minima scelta:		nessuna	si			si	
Armatura appoggi		φ	n.	n.	n.	c	
	sup.	ø14	1	2	2	1	2.0
<b>CLIK PER PROCEDERE</b>							
	inf.	ø14	1	1	1	1	2.0
		-	-	-	-	-	2.0
<b>1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA</b>							
Momento sollecitante (daN*m)	Med	574	1351	1704	798		
Momento resistente (daN*m)	Mrd	957	1832	1832	957		
indice di verifica	f	1.67	1.36	1.08	1.20		
Asse neutro (cm)	xc	3	4	4	3		
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.s	3826	3826	3826	3826		
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.c	-164.0	-164.6	-164.6	-164.0		
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	1.000%	1.000%	1.000%		
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.188%	-0.275%	-0.275%	-0.188%		
Campo di rottura	n	2	2	2	2		
Ridistribuzione massima consentita	1-β	30%	29%	29%	30%		
Controllo redistribuzione	1-β	si	si	si	si		
<b>2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA</b>							
	σs limite	3520	3520	3520	3520		
	σs	2041	2389	3065	2835		
indice di verifica lato acciaio	f	1.72	1.47	1.15	1.24		
	σc limite	174.3	174.3	174.3	174.3		
	σc	53.3	94.5	121.2	74.0		
indice di verifica lato cls	f	3.27	1.84	1.44	2.36		
<b>3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>							
	σc limite	130.7	130.7	130.7	130.7		
	σc	46.2	80.3	104.1	64.1		
indice di verifica lato cls	f	2.83	1.63	1.26	2.04		

controllo armatura minima scelta:		nessuna	si			si	
Armatura campate		φ	n.	n.	n.	c	
	sup.	ø10	3	3	3	2.0	
	inf.	ø14	1	1	1	2.0	
		ø10	3	3	3	2.0	
		ø14	1	1	1	2.0	
<b>1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA</b>							
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1436	1040	1880			
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2428	1517	2428			
indice di verifica	f	1.69	1.46	1.29			
Asse neutro (cm)	xc	3	2	3			
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.s	3826	3826	3826			
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.c	-131.4	-122.5	-131.4			
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%	1.000%	1.000%			
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.190%	-0.147%	-0.190%			
Campo di rottura	n	2	2	2			
<b>2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA</b>							
	y	4.70	3.82	4.70			
	Jci	11667	7787	11667			
	σs limite	3520	3520	3520			
	σs	1396	1470	1858			
indice di verifica lato acciaio	f	2.52	2.39	1.89			
	σc limite	139.4	139.4	139.4			
	σc	34.5	27.3	45.9			
indice di verifica lato cls	f	4.04	5.10	3.04			
<b>3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>							
	y	4.70	3.82	4.70			
	Jci	11667	7787	11667			
	σc limite	104.6	104.6	104.6			
	σc	29.0	21.5	39.0			
indice di verifica lato cls	f	3.60	4.87	2.68			
	σs	1176	1156	1580			
<b>4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE</b>							
	σs	1231	1234	1650			

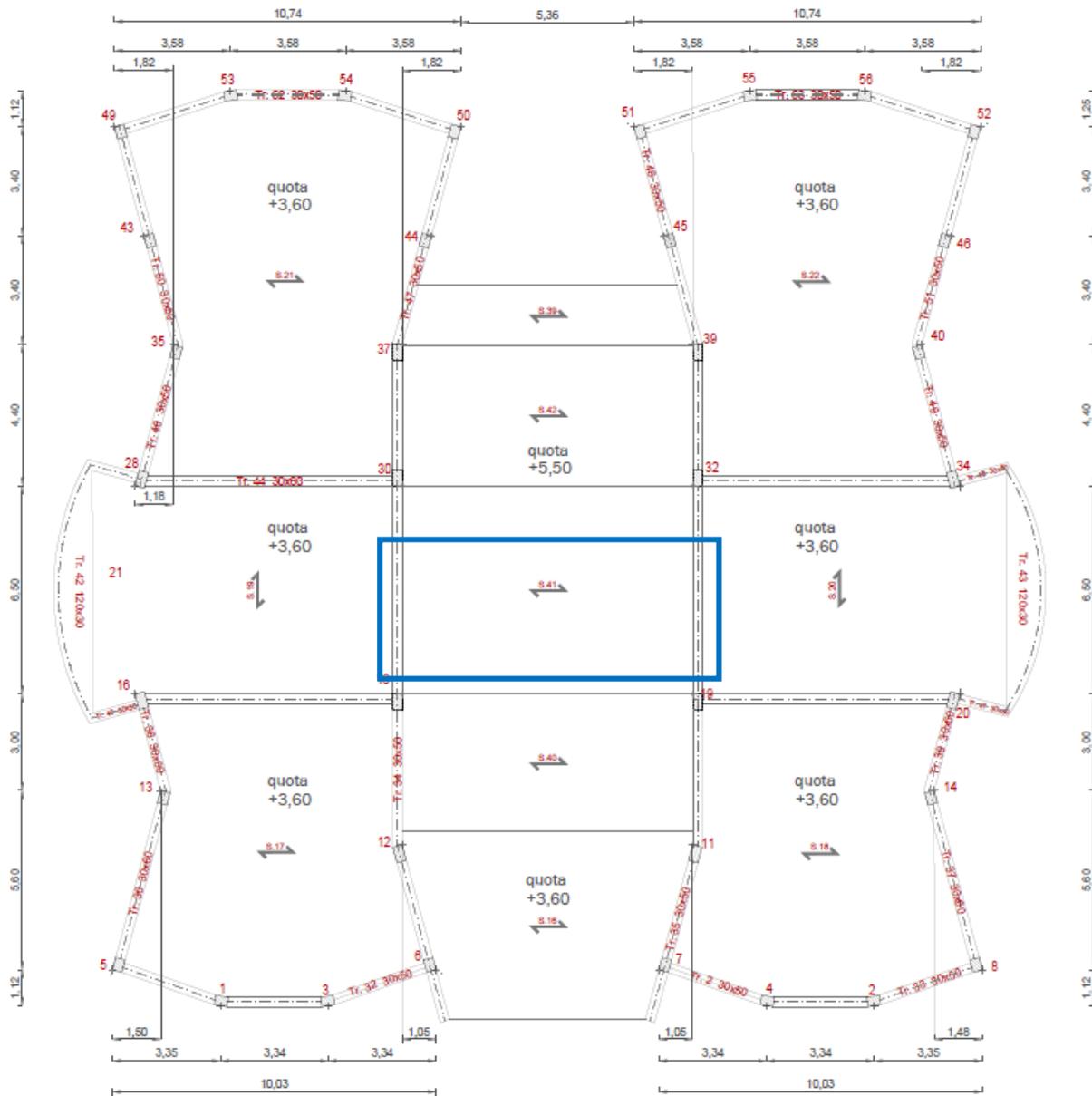
Verifiche a taglio					
1: con fasce piene	Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1846	1846	1846
	fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	1 cm	54 cm
	Tagli resistenti dx (daN)	VRd	1846	1846	1846
	fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	13 cm	20 cm	16 cm
2: con fasce piene e barre longitudinali tese		$\phi$	n.	n.	n.
			-	-	-
	sup.	$\phi 14$	1	2	2
			-	-	-
	inf.	$\phi 14$	1	1	1
			-	-	-
	Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1948	2455	2455
	fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	-	-
	Tagli resistenti dx (daN)	VRd	2455	2455	1948
	fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	-	2 cm

Verifiche di fessurazione					
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE					
<b>Appoggi</b>					
	diametro armature superiori	$\phi$	14	14	14
	combinazione frequente	$\sigma_s$	1837	2121	2694
	comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.52	2.03	1.22
	combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	1769	2032	2586
	comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.07	1.73	1.01
<b>Campate</b>					
	diametro armature inferiori	$\phi$	14	10	14
	combinazione frequente	$\sigma_s$	1226	1234	1606
	comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.86	4.00	2.85
	combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	1171	1156	1536
	comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.29	3.20	2.29

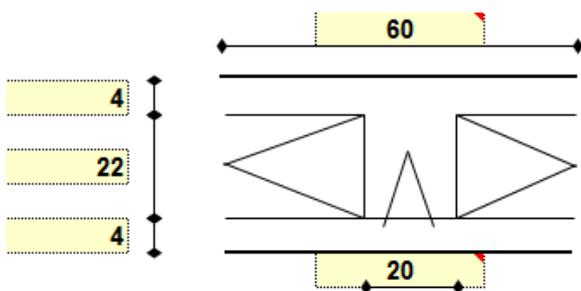
Verifiche di deformabilità					
PER L'INTEGRITA' DEI DIVISORI					
	Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi$ (inf)	1.8	1.8	1.8
	Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.24	0.02	0.48
	Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	0.82	0.11	1.62
	Freccia massima combinata (cm)	f max	0.24	0.02	0.69
	Freccia limite (cm)	f lim	0.93	0.93	1.10
	indice di verifica	f	3.82	41.35	1.58

Dai tabulati sopra riportati si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte ( indice di verifica  $f > 1$ ).

Solaio in semplice appoggio: sottotetto h = 30 cm



1.1.1 - Individuazione campata verificata.



Travetto tipo b = 20 cm e interasse i = 60 cm

Dati di input

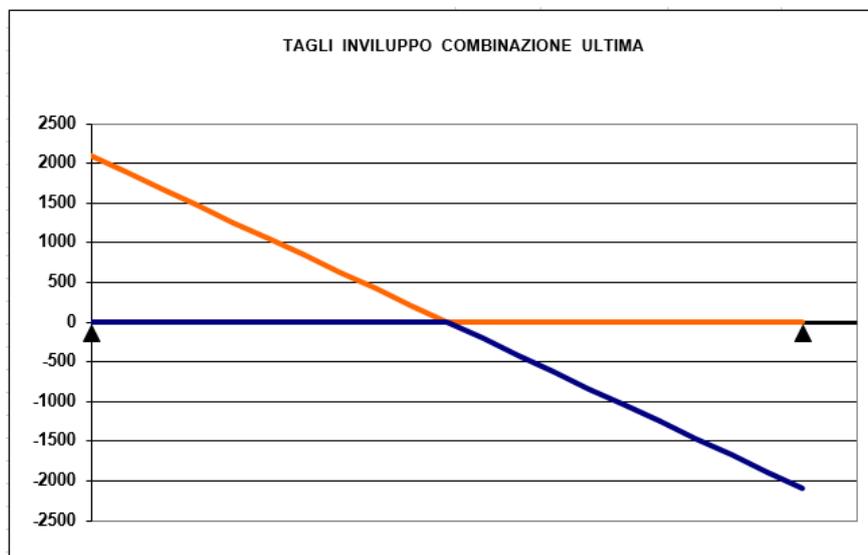
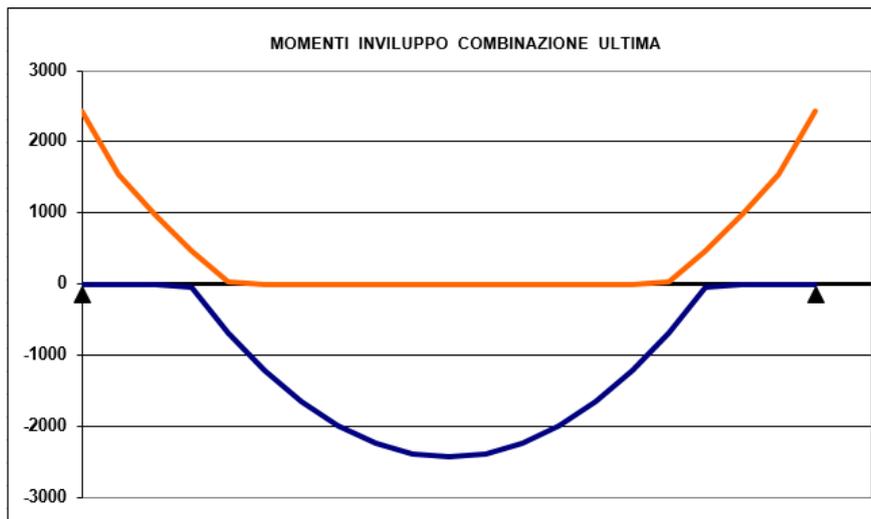
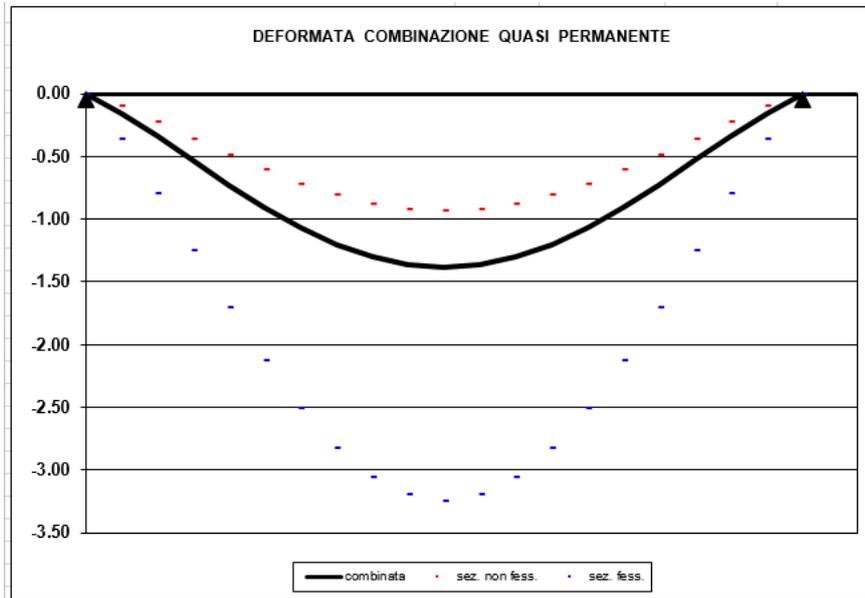
<b>Luci e carichi</b>			
Luci (m)		L	9.3
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)	ADOTTA	p.p. calc	520
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)		p.p.	520
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)		g1	0
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)		g2	0
Sovr. variabili (daN/mq.)		q	50
Carichi totali (daN/m)		tot	570
<b>Categoria del carico variabile</b>			
Cat. H Coperture		$\psi_0$	0.0
		$\psi_1$	0.0
		$\psi_2$	0.0

N.B. Il sovraccarico variabile pari a 50 daN/mq si riferisce ai carichi relativi alla categoria H1 "Coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione".

<b>Coefficienti parziali sulle azioni</b>			
	DEFAULT NTC '08	$\gamma_{g1}$	1.0
		$\gamma_{g2}$	0.0
		$\gamma_q$	0.0

Combinazioni

<b>1: COMBINAZIONE ULTIMA</b>			
Momenti Max - per nervatura	-2436	-2436	
Momenti Max + per nervatura	2435		
Tagli dx Max per nervatura	2095		
Tagli sx Max per nervatura		2095	
Reazioni Max per nervatura	2095		2095
Reazioni Max per fascia di un metro	3492		3492
<b>2: COMBINAZIONE RARA</b>			
Momenti Max - per nervatura	-1849	-1849	
Momenti Max + per nervatura	1848		
Tagli dx Max per nervatura	1590		
Tagli sx Max per nervatura		1590	
Reazioni Max per nervatura	1590		1590
Reazioni Max per fascia di un metro	2651		2651
<b>3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>			
Momenti Max - per nervatura	-1687	-1687	
Momenti Max + per nervatura	1687		
Tagli dx Max per nervatura	1451		
Tagli sx Max per nervatura		1451	
Reazioni Max per nervatura	1451		1451
Reazioni Max per fascia di un metro	2418		2418
<b>4: COMBINAZIONE FREQUENTE</b>			
Momenti Max - per nervatura	-1687	-1687	
Momenti Max + per nervatura	1687		
Tagli dx Max per nervatura	1451		
Tagli sx Max per nervatura		1451	
Reazioni Max per nervatura	1451		1451
Reazioni Max per fascia di un metro	2418		2418



Materiali e armatura

<b>Materiali</b>				
Calcestruzzo	Classe	C28/35		
Acciaio	Tipo	FeB38K		
<b>Dati geometrici</b>				
Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	φ	14	14	
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	φ	14	14	
<b>Armatura costante superiore</b>				
a) nessuna	φ	n.	n.	c
	CampSup	-	-	2.00
	AppSup	-	-	2.00
<b>Armatura costante inferiore</b>				
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	ø10	3		2.00
	CampInf	2.36		2.00
	AppInf	-	-	
Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)	c	2.0	2.0	
Coprifero di calcolo (cm)	h'	2.7	2.7	
Spessore solaio (cm)	H	30	30	
Larghezza nervature (cm)	b	20	20	
Altezza utile (cm)	d	27.3	27.3	

<b>Armatura appoggi</b>	a) nessuna	0ø0	0ø0	
		2ø14	2ø14	
		1ø14	1ø14	
	e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	0ø0	0ø0	
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	2436	2436
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	2996	2996
	<b>indice di verifica</b>	<b>f</b>	<b>1.23</b>	<b>1.23</b>
	Asse neutro (cm)	xc	4	4
	Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	3826	3826
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub>	-164.3	-164.3
Deformazione acciaio	ε <sub>s</sub>	1.000%	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ε <sub>c</sub>	-0.191%	-0.191%	
Campo di rottura	n	2	2	
Ridistribuzione massima consentita	1-δ	0%	0%	
<b>Controllo ridistribuzione</b>	<b>1-δ</b>	<b>si</b>	<b>si</b>	
<b>Armatura campate</b>	a) nessuna	0ø0	0ø14	
		1ø14	1ø14	
	e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	3ø10		
	Momento sollecitante (daN*m)	Med	2435	
	Momento resistente (daN*m)	Mrd	3904	
	<b>indice di verifica</b>	<b>f</b>	<b>1.60</b>	
	Asse neutro (cm)	xc	3	
	Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub>	3826	
	Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub>	-141.6	
	Deformazione acciaio	ε <sub>s</sub>	1.000%	
Deformazione calcestruzzo	ε <sub>c</sub>	-0.125%		
Campo di rottura	n	2		



Verifiche a taglio			
<b>1: con fasce piene</b>			
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2604	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	2604	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	
<b>2: con fasce piene e barre longitudinali tese</b>			
	$\phi$	n.	n.
sup.	$\phi 14$	2	2
inf.	$\phi 14$	1	1
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	3088	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	3088	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	

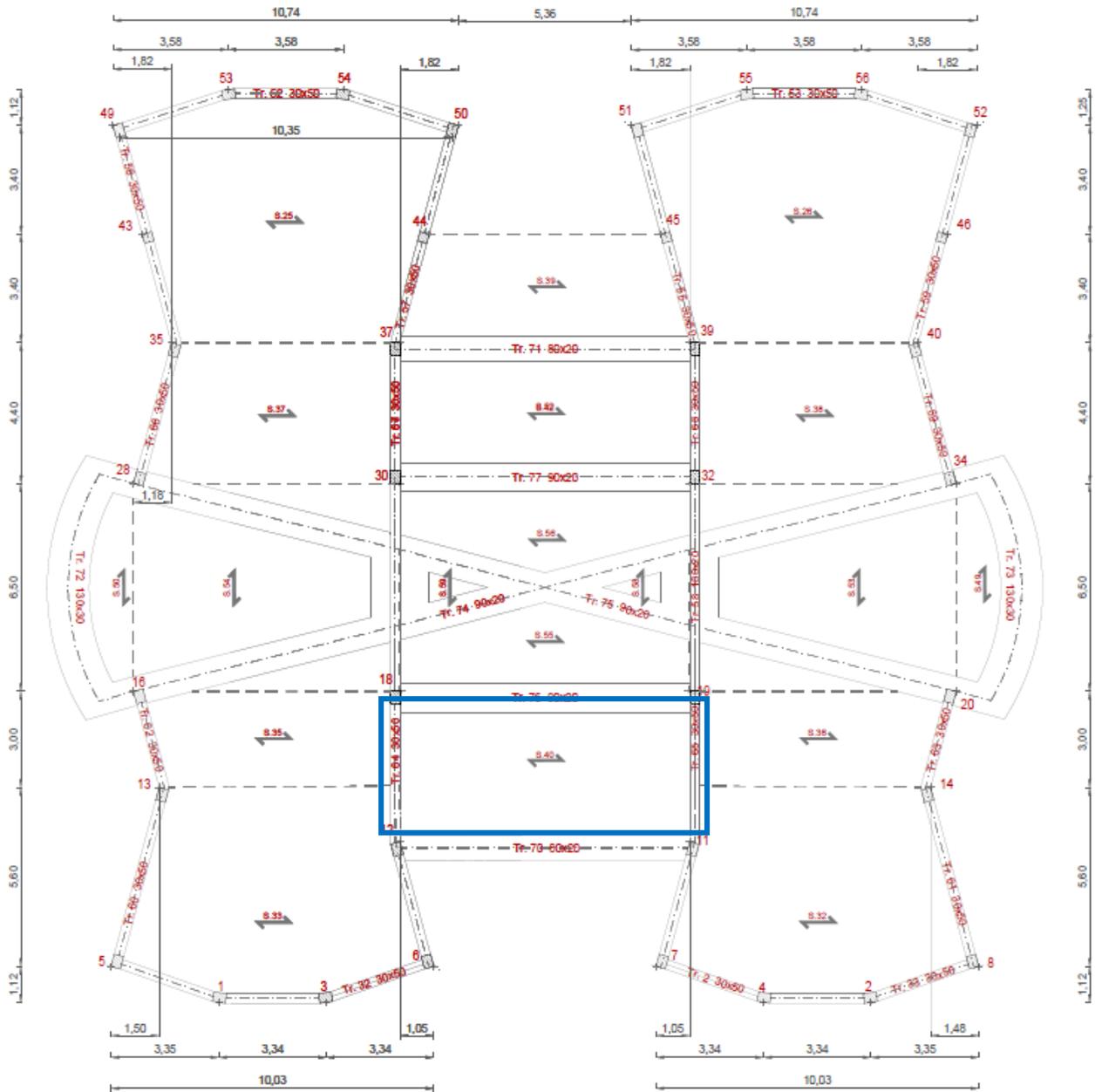
Verifiche di fessurazione			
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE			
<b>Appoggi</b>			
diametro armature superiori	$\phi$	14	14
combinazione frequente	$\sigma_s$	2239	2239
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	1.77	1.77
combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	2239	2239
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	1.40	1.40
<b>Campate</b>			
diametro armature inferiori	$\phi$	14	
combinazione frequente	$\sigma_s$	1714	
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.69	
combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	1714	
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.14	

Verifiche di snellezza		
$\rho$		0.57%
$\rho'$		0.00%
$\lambda$ limite tab		20
K		1
$\lambda$ limite calc		31.8
$\lambda$ limite		31.8
$\lambda$		31.0
indice di verifica	f	1.03

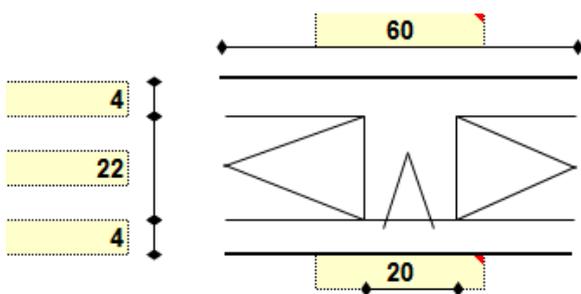
Verifiche di deformabilità		
PER L'INTEGRITA' DEI DIVISORI		
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	1.7
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.93
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	3.25
Freccia massima combinata (cm)	f max	1.38
Freccia limite (cm)	f lim	1.86
indice di verifica	f	1.35

Dai tabulati sopra riportati si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte (indice di verifica  $f > 1$ ).

Solaio in semplice appoggio: copertura h = 30 cm



1.1.2 - Individuazione campata verificata.



Travetto tipo b = 20 cm e interasse i = 60 cm

Dati di input

Luci e carichi			
Luci (m)		L	9.3
Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)	ADOTTA	p.p. calc	520
Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)		p.p.	520
Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)		g1	0
Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)		g2	0
Sovr. variabili (daN/mq.)		q	62
Carichi totali (daN/m)		tot	582

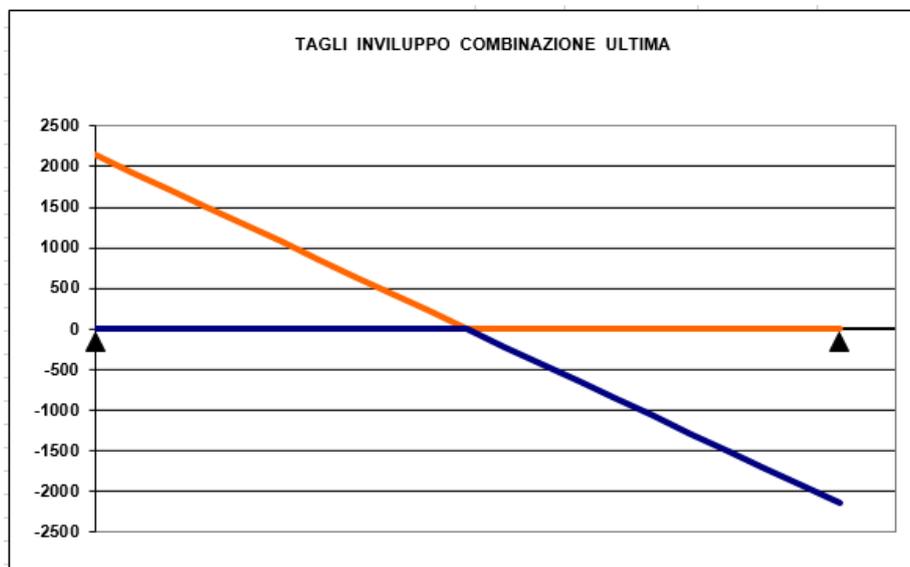
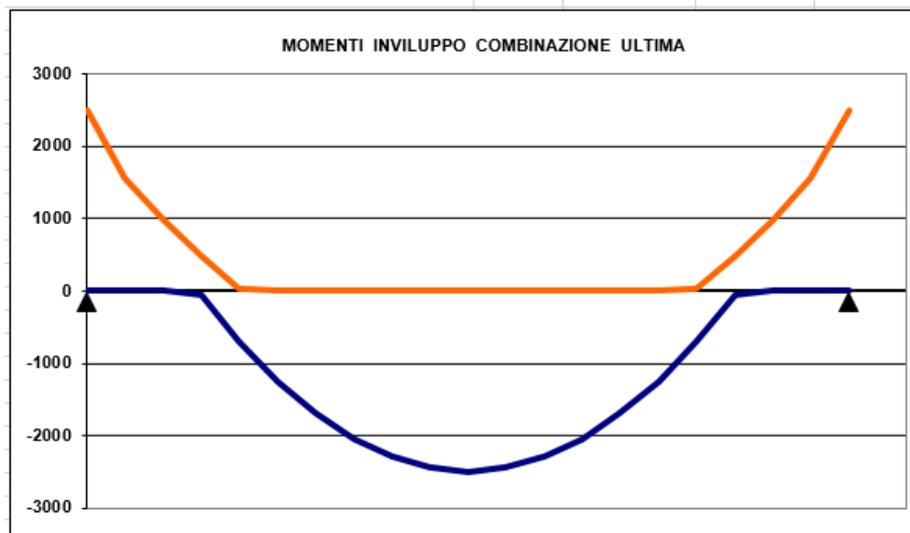
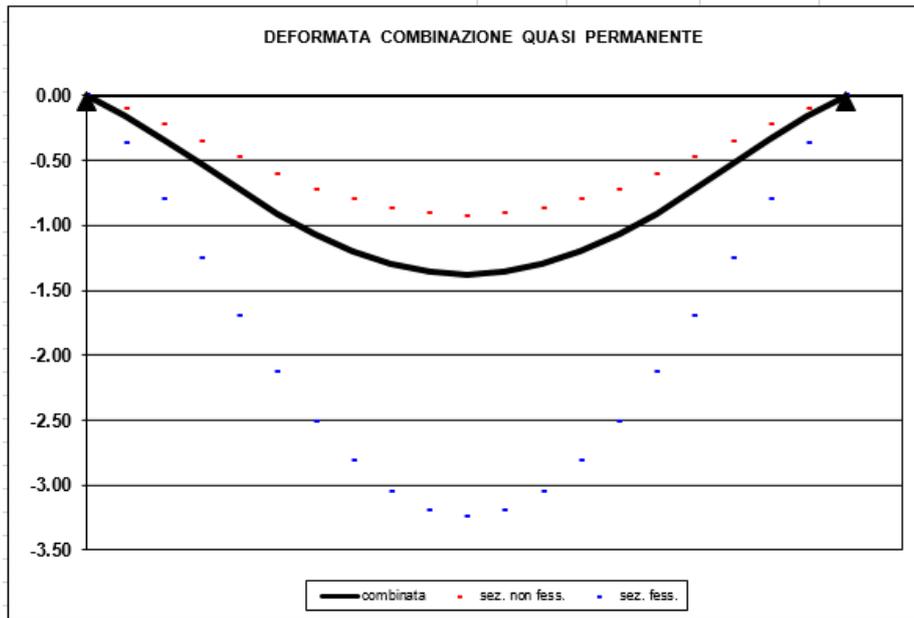
N.B. Il sovraccarico variabile pari a 62 daN/mq si riferisce al carico neve calcolato al paragrafo 7 della presente relazione.

Categoria del carico variabile		
Cat. L Neve fino a 1000 m	$\psi_0$	0.5
	$\psi_1$	0.2
	$\psi_2$	0.0

Coefficienti parziali sulle azioni			
DEFAULT NTC '08	$\gamma_{g1}$	1.0	1.3
	$\gamma_{g2}$	0.0	1.5
	$\gamma_q$	0.0	1.5

Combinazioni

<b>1: COMBINAZIONE ULTIMA</b>		
Momenti Max - per nervatura	-2494	-2494
Momenti Max + per nervatura	2494	
Tagli dx Max per nervatura	2146	
Tagli sx Max per nervatura		2146
Reazioni Max per nervatura	2146	2146
Reazioni Max per fascia di un metro	3576	3576
<b>2: COMBINAZIONE RARA</b>		
Momenti Max - per nervatura	-1888	-1888
Momenti Max + per nervatura	1887	
Tagli dx Max per nervatura	1624	
Tagli sx Max per nervatura		1624
Reazioni Max per nervatura	1624	1624
Reazioni Max per fascia di un metro	2706	2706
<b>3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>		
Momenti Max - per nervatura	-1687	-1687
Momenti Max + per nervatura	1687	
Tagli dx Max per nervatura	1451	
Tagli sx Max per nervatura		1451
Reazioni Max per nervatura	1451	1451
Reazioni Max per fascia di un metro	2418	2418
<b>4: COMBINAZIONE FREQUENTE</b>		
Momenti Max - per nervatura	-1727	-1727
Momenti Max + per nervatura	1727	
Tagli dx Max per nervatura	1485	
Tagli sx Max per nervatura		1485
Reazioni Max per nervatura	1485	1485
Reazioni Max per fascia di un metro	2476	2476



Materiali e armatura

Materiali				
Calcestruzzo	Classe	C28/35		
Acciaio	Tipo	FeB38K	-	
Dati geometrici				
Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)	φ	14	14	
Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)	φ	14	14	
Armatura costante superiore				
a) nessuna	φ	n.	n.	c
	-	-	-	2.00
	CampSup	-	-	
	-	-	-	2.00
	AppSup	-	-	
Armatura costante inferiore				
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	ø10	3	-	2.00
	CampInf	2.36	-	
	-	-	-	2.00
	AppInf	-	-	
Ricoprimento di calcestruzzo sulle barre (cm)	c	2.0	2.0	
Copriferro di calcolo (cm)	h'	2.7	2.7	
Spessore solaio (cm)	H	30	30	
Larghezza nervature (cm)	b	20	20	
Altezza utile (cm)	d	27.3	27.3	

Armatura appoggi		
a) nessuna	0ø0	0ø0
	2ø14	2ø14
	1ø14	1ø14
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	0ø0	0ø0
Momento sollecitante (daN*m)	Med	2494
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2996
<b>indice di verifica</b>	<b>f</b>	<b>1.20</b>
Asse neutro (cm)	xc	4
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.s	3826
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.c	-164.3
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.191%
Campo di rottura	n.	2
Ridistribuzione massima consentita	1-δ	0%
<b>Controllo redistribuzione</b>	<b>1-δ</b>	<b>si</b>
Armatura campate		
a) nessuna	0ø0	0ø14
	1ø14	1ø14
e) rete ø10/20"x20" collaborante solo in campata	3ø10	
Momento sollecitante (daN*m)	Med	2494
Momento resistente (daN*m)	Mrd	3904
<b>indice di verifica</b>	<b>f</b>	<b>1.57</b>
Asse neutro (cm)	xc	3
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.s	3826
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	σ.c	-141.6
Deformazione acciaio	ε.s	1.000%
Deformazione calcestruzzo	ε.c	-0.125%
Campo di rottura	n.	2

Dati di output

controllo armatura minima scelta:		nessuna	si	si	
Armatura appoggi		$\phi$	n.	n.	c
		-	-	-	2.0
sup.		<b><math>\phi 14</math></b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2.0</b>
		-	-	-	2.0
inf.		<b><math>\phi 14</math></b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2.0</b>
		-	-	-	2.0

**CLIK PER PROCEDERE**

**1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA**

Momento sollecitante (daN*m)	Med	2494	2494
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2996	2996
<b>indice di verifica</b>	<b>f</b>	<b>1.20</b>	<b>1.20</b>
Asse neutro (cm)	xc	4	4
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	3826	3826
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	-164.3	-164.3
Deformazione acciaio	$\epsilon_s$	1.000%	1.000%
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	-0.191%	-0.191%
Campo di rottura	n	2	2
Ridistribuzione massima consentita	1-	0%	0%
<b>Controllo redistribuzione</b>	<b>1-s</b>	<b>si</b>	<b>si</b>

**2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA**

$\sigma_s$ limite	3520	3520
$\sigma_s$	2506	2506
<b>indice di verifica lato acciaio</b>	<b>f</b>	<b>1.40</b>
$\sigma_c$ limite	174.3	174.3
$\sigma_c$	76.2	76.2
<b>indice di verifica lato cls</b>	<b>f</b>	<b>2.29</b>

**3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**

$\sigma_s$ limite	130.7	130.7
$\sigma_c$	68.1	68.1
<b>indice di verifica lato cls</b>	<b>f</b>	<b>1.92</b>

controllo armatura minima scelta:		nessuna	si	
Armatura campate		$\phi$	n.	c
		-	-	2.0
sup.		<b><math>\phi 14</math></b>	<b>1</b>	<b>2.0</b>
inf.		<b><math>\phi 14</math></b>	<b>1</b>	<b>2.0</b>
		<b><math>\phi 10</math></b>	<b>3</b>	<b>2.0</b>

**1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA**

Momento sollecitante (daN*m)	Med	2494
Momento resistente (daN*m)	Mrd	3896
<b>indice di verifica</b>	<b>f</b>	<b>1.56</b>
Asse neutro (cm)	xc	3
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	3826
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	-121.3
Deformazione acciaio	$\epsilon_s$	1.000%
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	-0.144%
Campo di rottura	n	2

**2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA**

y	6.39	
Jci	30999	
$\sigma_s$ limite	3520	
$\sigma_s$	1918	
<b>indice di verifica lato acciaio</b>	<b>f</b>	<b>1.83</b>
$\sigma_c$ limite	139.4	
$\sigma_c$	38.9	
<b>indice di verifica lato cls</b>	<b>f</b>	<b>3.58</b>

**3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**

y	6.39	
Jci	30999	
$\sigma_c$ limite	104.6	
$\sigma_c$	34.8	
<b>indice di verifica lato cls</b>	<b>f</b>	<b>3.01</b>
$\sigma_s$	1714	

**4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE**

$\sigma_s$	1755
------------	------

Verifiche a taglio			
<b>1: con fasce piene</b>			
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	2604	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	2604	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	
<b>2: con fasce piene e barre longitudinali tese</b>			
	$\phi$	n.	n.
	-	-	-
sup.	$\phi 14$	2	2
	-	-	-
inf.	$\phi 14$	1	1
	-	-	-
Tagli resistenti sx (daN)	VRd	3088	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	-	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd	3088	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2	-	
Verifiche di fessurazione			
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE			
<b>Appoggi</b>			
diametro armature superiori	$\phi$	14	14
combinazione frequente	$\sigma_s$	2293	2293
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	1.66	1.66
combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	2239	2239
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	1.40	1.40
<b>Campate</b>			
diametro armature inferiori	$\phi$	14	
combinazione frequente	$\sigma_s$	1755	
comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.64	
combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	1714	
comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE	f	2.09	
Verifiche di snellezza			
	$\rho$	0.57%	
	$\rho'$	0.00%	
	$\lambda$ limite tab	20	
	K	1	
	$\lambda$ limite calc	31.0	
	$\lambda$ limite	31.0	
	$\lambda$	31.0	
<b>indice di verifica</b>	f	1.00	
Verifiche di deformabilità			
PER L'INTEGRITA' DEI DIVISORI			
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi$ (inf)	1.7	
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0.93	
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	3.25	
Freccia massima combinata (cm)	f max	1.38	
Freccia limite (cm)	f lim	1.86	
<b>indice di verifica</b>	f	1.35	

Dai tabulati sopra riportati si evince che tutte le verifiche risultano soddisfatte (indice di verifica  $f > 1$ ).

## 11.5 VERIFICA ELEMENTI SECONDARI

La normativa, in considerazione del fatto che la struttura, è prevista in classe d'uso IV e si classifica tra le "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.....", introduce obbligatoriamente la verifica del danno degli elementi non strutturali, dalla quale deve risultare un danno contenuto (cfr. punto 7.3.7.2 del D.M. 14/01/2008)".

A tal fine si è proceduto alla verifica di ribaltamento della tamponatura esterna costituita da un'unica fodera di laterizi ai sensi del paragrafo 7.2.3 "criteri di progettazione di elementi non strutturali secondari" del D.M. 14.01.2008 e s.m.i. e Circolare esplicativa n. 617/2009 e s.m.i., applicando al pannello un'azione orizzontale calcolata come descritto nel seguito.

### Localizzazione della struttura:

Comune: AVELLINO

Provincia: AVELLINO

Regione: CAMPANIA

Coordinate: Lat. 40.9140 N, Long. 14.7910 E

### Dati di progetto:

Classe d'uso: IV

Categoria del suolo: B (Ss = 1.16)

Categoria topografica: T1 (St = 1.00)

Altezza dell'edificio H = 830.0 cm

Periodo proprio dell'edificio  $T_1 = 0.3667$  s

Fattore di struttura  $q_a = 2.00$

### Caratteristiche della parete:

Resistenza caratteristica a compressione  $f_k = 50.00$  daN/cm<sup>2</sup>

Resistenza di progetto a compressione  $f_d = 25.00$  daN/cm<sup>2</sup>

Massa volumica = 0.00070 kg/cm<sup>3</sup>

Modulo elastico  $E_m = 30516.0$  daN/cm<sup>2</sup>

Le verifiche vengono effettuate su una striscia di parete larga un metro, perciò le dimensioni dell'elemento risultano:

altezza tamponatura  $h = 330.0$  cm, larghezza  $L = 100.0$  cm, spessore  $t = 40.0$  cm

Quota del baricentro dell'elemento  $Z = 265.0$  cm

Peso elemento non strutturale  $W_a = 924.00$  daN

Periodo proprio della parete  $T_a = 0.0290$  s

### Azioni sismiche per combinazioni SLV:

$A_g = 0.247$  g,  $F_o = 2.430$ ,  $T_c^* = 0.380$  s

Accelerazione massima

$S_a = \alpha S [(3 (1 + Z / H)) / (1 + (1 - T_a / T_1)^2) - 0,5] = 0.47$

Forza sismica orizzontale agente nel baricentro dell'elemento strutturale:

$F_a = (S_a \times W_a) / q_a = 217.60$

### Verifica a pressoflessione e per cinematisimo delle tamponature.

La verifica confronta i momenti sollecitanti indotti dal sisma con i momenti resistenti, secondo tre ipotesi, due basate sulla resistenza a pressoflessione della tamponatura ed una basata sul cinematisimo a seguito della formazione di tre cerniere plastiche sulla tamponatura.

(rif. Ufficio di Vigilanza sulle Costruzioni, Provincia di Terni)

Prima ipotesi: trave appoggiata con carico concentrato in mezzeria

Momento sollecitante  $M_{ed} = F_a h / 4 = 17952.16$

Tens. normale media nella sez. orizzontale  $\sigma_o = 0.1155$

Momento resistente  $M_{rd} = (L \times t^2 \times \sigma_o / 2) \times [1 - (\sigma_o / 0.85 \times f_d)] = 9189.78$

Verifica  $M_{ed} / M_{rd} = 1.95 > 1$  **N.V.**

Seconda ipotesi: trave appoggiata con carico distribuito

Momento sollecitante  $M_{ed} = (F_a / h) h^2 / 8 = 8976.08$

Momento resistente  $M_{rd} = (L \times t^2 \times \sigma_o / 2) \times [1 - (\sigma_o / 0.85 \times f_d)] = 9189.78$

Verifica  $M_{ed} / M_{rd} = 0.98 < 1$  **Ok**

Terza ipotesi: cinematico con formazione di cerniere plastiche in appoggio e mezzeria

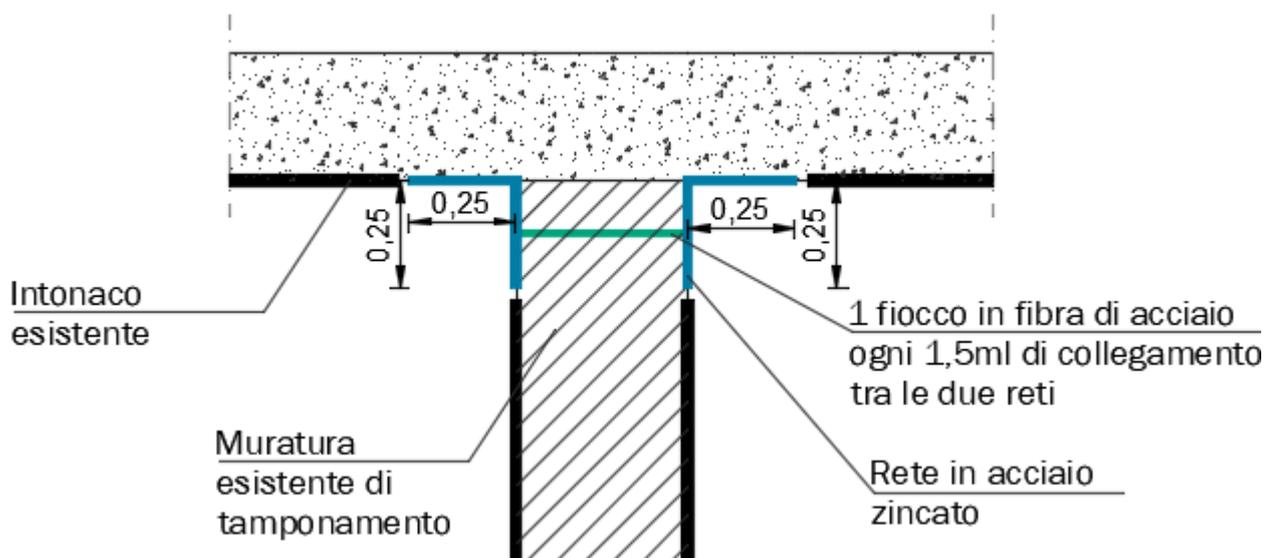
Momento ribaltante  $M_{ed} = (F_a h / 8) + (W_a t / 4) = 18216.08$

Momento stabilizzante  $M_{rd} = W_a / 2 [t - W_a / (4 \times 0.85 \times f_d \times L)] = 18429.78$

Verifica  $M_{ed} / M_{rd} = 0.99 < 1$  **Ok**

Considerato il non soddisfacimento di tale verifica, si è proposto l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro e alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, come prescritto dalla Circolare n° 617/2009 al paragrafo 7.3.6.3.

Tale intervento, inserito nelle "Linee Guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni" Reluis - Dipartimento di Protezione Civile, grazie al sistema di connessione costituito da un fiocco in fibra di acciaio ogni 1,5 ml di collegamento tra le due reti in acciaio zincato, consente di avere un buon ammortamento della tamponatura alla struttura portante principale al fine di evitare meccanismi di rottura fragili come il ribaltamento del pannello fuori dal piano.



## 11.6 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

I risultati delle elaborazioni numeriche sono riportati nell' allegato tabulato di calcolo. Le analisi sono state effettuate con il software di calcolo PRO\_SAP PROfessional Structural Analysis Program prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara, licenza d'uso dsi4662.

Ai fini della validazione del programma di calcolo utilizzato è possibile dichiarare che la documentazione a corredo del software e il controllo dei risultati ottenuti dall'impiego del software su problemi, la cui soluzione teorica è nota a partire da autorevoli testi ingegneristici, ne comprovano l'affidabilità e l'attendibilità dei risultati.

## 12. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

La valutazione della sicurezza nei confronti delle azione sismiche nello stato di fatto può essere effettuata attraverso gli indicatori di rischio riportati nel paragrafo relativo alla valutazione della vulnerabilità sismica.

Dalle tabelle riportate al paragrafo precedente si evince che l'edificio è in grado di soddisfare i requisiti di norma per circa il 13%, dunque non è adeguato sismicamente e pertanto è necessario effettuare un intervento di aumento della capacità portante che può tendere al miglioramento o all'adeguamento sismico.

Nel rispetto delle NTC 2008, le categorie degli interventi strutturali possono essere finalizzati a tre obiettivi:

- riparazioni o interventi locali che interessano elementi isolati, e che comunque comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza pre-esistenti;
- interventi di miglioramento sismico atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme;
- interventi di adeguamento sismico atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle vigenti norme.

In tal caso lo scopo della progettazione è quello di ottenere l'**adeguamento sismico**.

Sulla base di quanto emerso dall'analisi della struttura e delle specifiche carenze e vulnerabilità rilevate sono stati proposti interventi rivolti ad incrementare la capacità della struttura nei confronti del sisma riconducibili alla tipologia degli interventi "Locali", ossia di quegli interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi esistenti in c.a.

In particolare, avendo riscontrato soprattutto il collasso per rottura fragile a taglio dei nodi non confinati e dei pilastri tozzi e la rottura delle travi per carenza di armatura a pressoflessione sono stati previsti:

- a. Rafforzamento di travi, pilastri e nodi della struttura mediante INCAMICIATURA in c.a. (intervento locale);
- b. Consolidamento dell'esistente fondazione mediante la realizzazione di una platea in c.a.;
- a. Rafforzamento di travi, pilastri e nodi della struttura mediante INCAMICIATURA in c.a. (intervento locale)

Si è provveduto al rinforzo dei pilastri, delle travi e dei nodi mediante l'applicazione del sistema dell'incamiciatura in c.a. che permette di ottenere i seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

*Per i pilastri sarà realizzata una incamiciatura totale su quattro lati mediante l'inserimento di staffe, barre di armatura e calcestruzzo a ritiro compensato.*

L'intervento sarà eseguito mediante le seguenti fasi:

1. Puntellamento delle strutture interessate;
2. Spicconatura dell'intonaco;
3. Asportazione del calcestruzzo ammalorato;
4. Trattamento dei ferri d'armatura con prodotto passivante;
5. Raddrizzamento delle barre longitudinali;
6. Collocazione delle barre e delle staffe aggiuntive;
7. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto;
8. Realizzazione della cassaforma;
9. Applicazione del betoncino tixotropico a base di legante espansivo;
10. Scasseratura ad avvenuta maturazione;
11. Rimozione delle puntellature.

*Per le travi sarà realizzata l'incamiciatura totale su tutti e quattro i lati.*

L'intervento sarà eseguito mediante le seguenti fasi:

1. Puntellamento del solaio gravante sulla trave;
2. Spicconatura dell'intonaco;
3. Asportazione del calcestruzzo ammalorato;
4. Trattamento dei ferri d'armatura con prodotto passivante;
5. Esecuzione di fori sul solaio per il getto integrativo mediante carotatrice al passo previsto per le staffe aggiuntive;
6. Posizionamento delle staffe;
7. Collocazione armature aggiuntive e piegatura finale staffe;
8. Pulizia e abbondante umidificazione (ma non saturazione) della superficie del supporto;
9. Realizzazione della cassaforma;
10. Esecuzione del getto con betoncino tixotropico da un foro e controllo del refluisce del conglomerato dal foro simmetrico;
11. Scasseratura ad avvenuta maturazione;
12. Rimozione delle puntellature.

Considerata l'impossibilità di utilizzare la classica staffa chiusa si è scelto di posare in opera due staffe aperte sovrapposte aventi comportamento equivalente a quello garantito dalla staffa chiusa.

La sovrapposizione delle due staffe aperte previste in progetto è tale da garantire la stessa resistenza e lo stesso meccanismo resistente offerto dalla staffa chiusa.

Inoltre, al fine di conferire un buon comportamento d'insieme al sistema a telaio si propone l'incamiciatura in c.a. dei nodi, comprese quindi anche le parti terminali di travi e pilastri, migliorando così taglio e confinamento delle zone critiche (resistenza e duttilità).

L'intervento, che prevede l'inserimento di staffe e rete a maglia fitta, sarà realizzato mediante le seguenti fasi:

1. Puntellamento delle strutture interessate;
  2. Spicconatura dell'intonaco;
  3. Asportazione del calcestruzzo ammalorato;
  4. Trattamento dei ferri d'armatura con prodotto passivante;
  5. Collocazione dell'armatura aggiuntiva;
  6. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto;
  7. Applicazione del betoncino tixotropico mediante tecnica a spruzzo o a getto previa collocazione delle casseforme;
  8. Rimozione delle casseforme e delle puntellature.
- b. Realizzazione di una platea in c.a.

Nel caso in esame la necessità di intervenire sulle fondazioni scaturisce da due principali motivazioni:

- Presenza di fondazioni esistenti con ridotta capacità portante nei confronti delle azioni orizzontali in quanto costituite in parte da plinti convenientemente collegati da travi di collegamento e in parte da pali di calcestruzzo non armati;
- Variazione delle masse e delle rigidità dell'intera struttura scaturita dalla realizzazione dell'intervento di incamiciatura in c.a. degli elementi strutturali.

È stata prevista la realizzazione di una platea di fondazione di spessore pari a 40 cm.

Non bisogna, inoltre, trascurare il danneggiamento delle componenti non strutturali durante l'evento sismico con particolare riferimento agli elementi architettonici, ai controsoffitti, alle tubazioni e agli impianti in generale, oltre che ai cornicioni, ai parapetti, ai camini.

Inoltre sono da adottare costantemente presidi per evitare il danneggiamento del contenuto degli edifici (si pensi agli arredi e a tutte le apparecchiature) il cui mancato funzionamento pregiudica la operatività durante e dopo il sisma.

## 12.1 DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DELLE INCAMICITURE IN C.A.

Nel seguito si riporta il dimensionamento dell'incamicatura in c.a. calcolato in riferimento alla combinazione più gravosa ( cmb n° 23 . SLU A1 SLV sism.) e al pilastro n° 12 (sez. iniziale 30 x 50 cm – sez. finale 50 x 70 cm).

### MATERIALI ESISTENTI

$f_{cm} = 23.34$  MPa  
 $f_{sk} = 450$  MPa

### MATERIALI INCAMICIATURA

$R_{ck} = 30$  MPa       $f_{ck} = 24.9$  MPa  
 $f_{yk} = 450$  MPa

**hp semplificativa:** Il calcestruzzo usato nell'intervento ha caratteristiche simili a quello preesistente per cui possiamo estendere le sue caratteristiche a tutto l'elemento rinforzato.

$\alpha_{cc} = 0.85$        $\gamma_c = 1.5$        $\gamma_s = 1$        $\gamma^*_s = 1.15$        $FC = 1.2$

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14.11$  MPa       $f_{sd} = 375.00$  MPa       $f^*_{sd} = 391.30$  MPa

$\epsilon_{cu} = 0.0035$        $\epsilon_{su} = 0.04$        $E_s = 210000$  MPa

### Dimensioni della sezione rinforzata

$L_x = 0.70$  m  
 $L_y = 0.50$  m  
 $d' = 0.03$  m

### Dimensioni della NON sezione rinforzata

$L_x = 0.30$  m  
 $L_y = 0.50$  m  
 $d' = 0.03$  m

Solicitazioni sulla sezione incamiciata				
$N_{Ed}$	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
-778.60	107.10	62.71	152.20	288.00

$y_{cx} = 0.099$  m       $A_{sx,min} = 18$        $A_{sx,eff} = 4$        $M_{Rd,x} = 339.21$  [kNm]       $y_{cy} = 0.138$  m       $A_{sy,min} = 18$        $A_{sy,eff} = 4$        $M_{Rd,y} = 484.46$  [kNm]

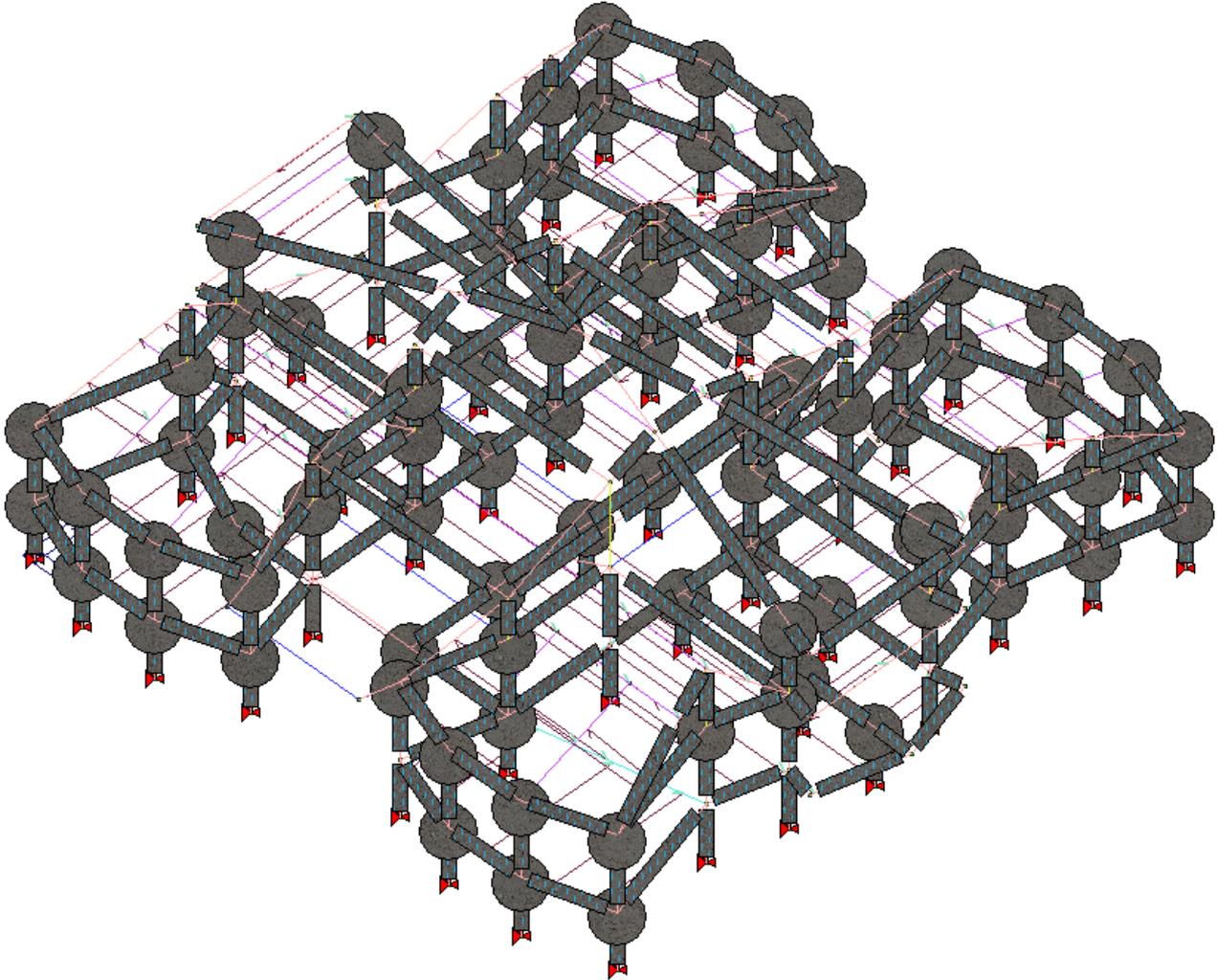
Verifica senza Armatura Pre-esistente penalizzante				
$\nu$	$\omega$	$\beta$	A	$\sum_i \left( \frac{M_{Sd,i}}{M_{Rd,i}} \right)^\alpha$
0.1577	0.3226	0.5916	1.3205	0.850

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA							
Calcolo MRd,x						Eq. Trasl.	-501.98
$y_i$ [mm]	$A_s$	$\varepsilon_{si}$ [-]	$\sigma_{si}$ [MPa]	$N_{si}$ [kN]	$M_{si}$ [kNm]	Verifica a pressoflessione deviata con $\alpha$ calcolato	
30	1018	0.0026	391.30	398.30	87.63	$y_c = 0.1224$ m $M_{Rd,x} = 587.20$ kNm $y_{23} = 0.0378$ m	
40	1016	0.0024	375.00	381.00	80.01		
250	508	-0.0036	-391.30	-198.78	0.00		
450	508	-0.0094	-391.30	-198.78	39.76	$\omega = 0.3995$ $\beta = 0.5866$ $\alpha = 1.2994$	
660	1016	-0.0154	-391.30	-397.57	163.00		
0	0	0.0035	391.30	0.00	0.00		
0	0	0.0035	391.30	0.00	0.00	<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 30px; margin: 0 auto;"></div> <b>0.575</b>	
0	0	0.0035	375.00	0.00	0.00		
470	1018	-0.0099	-391.30	-398.30	87.63		
Calcolo MRd,y						Eq. Trasl.	-257.04
$y_i$ [mm]	$A_s$	$\varepsilon_{si}$ [-]	$\sigma_{si}$ [MPa]	$N_{si}$ [kN]	$M_{si}$ [kNm]	Verifica a pressoflessione deviata con $\alpha$ calcolato	
30	804	0.0026	391.30	314.61	100.67	$y_c = 0.1184$ m $M_{Rd,y} = 580.47$ kNm $y_{23} = 0.0539$ m	
40	1016	0.0023	375.00	381.00	118.11		
250	508	-0.0039	-391.30	-198.78	-19.88		
450	508	-0.0098	-391.30	-198.78	19.88		
660	1016	-0.0160	-391.30	-397.57	123.25		
0	0	0.0035	391.30	0.00	0.00		
0	0	0.0035	391.30	0.00	0.00		
0	0	0.0035	375.00	0.00	0.00		
670	804	-0.0163	-391.30	-314.61	100.67		

PROGETTO-VERIFICA A TAGLIO X			PROGETTO-VERIFICA A TAGLIO Y		
$\sigma_{cp} =$	2.225	MPa			
$\alpha_c =$	1.158				
$\underline{\theta} =$	7.49	°	$\underline{\theta} =$	7.95	°
$\theta =$	21.80	°	$\theta =$	21.80	°
$s_{max} =$	0.305	m	$s_{max} =$	0.216	m
$\varnothing$	8	10			
$V_{Rd} =$	533.76	kN	$V_{Rd} =$	374.43	kN
$V_{sd} =$	175.05	kN	$V_{sd} =$	173.04	kN
	-111.51			-125.02	
H pil =	8.20	m			

## 12.2 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA POST OPERAM

Nella figura seguente si riporta il modello strutturale aggiornato con gli interventi necessari per il raggiungimento dell'adeguamento sismico:

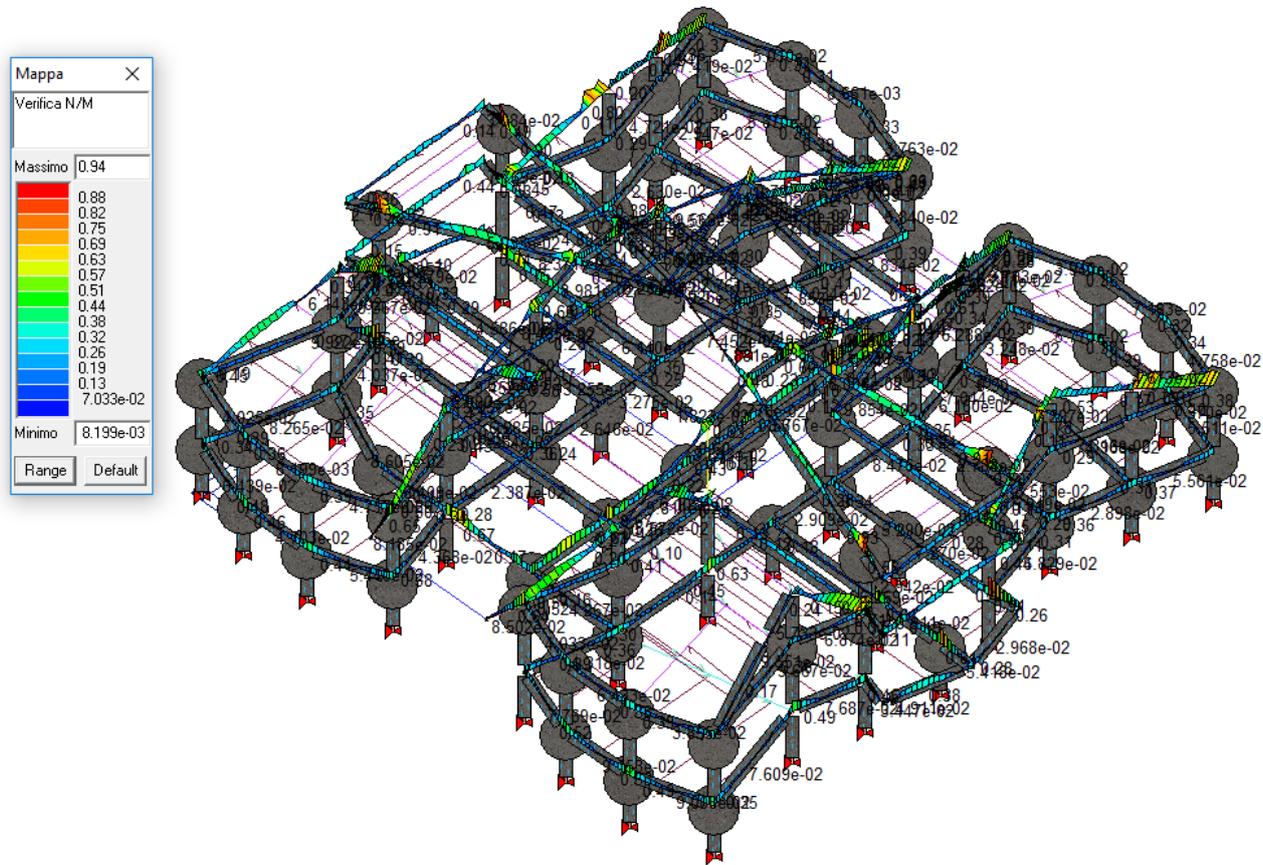


12.2.1 Modello 3d nella configurazione post intervento.

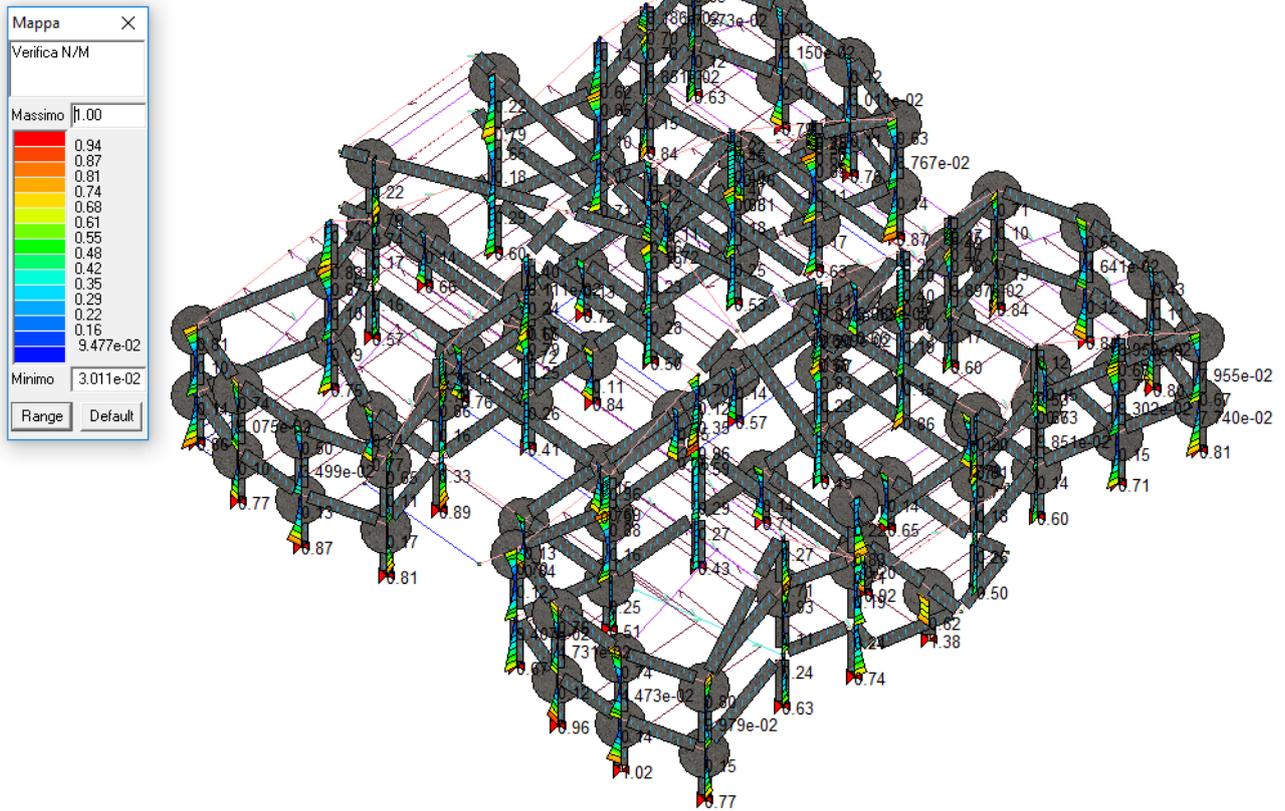
Il comportamento del sistema strutturale in post operam risulta notevolmente migliorato dal complesso degli interventi di rinforzo locali, evidenziando un livello di sicurezza adeguato, e superiore al grado di sicurezza minimo necessario a garantire il soddisfacimento delle verifiche agli SLV.

Avendo analizzato e corretto mediante gli interventi le singole deficienze strutturali, il risultato è in linea con le attese, fermo restando che l'ottimizzazione delle risorse ha prodotto sostanzialmente un grado di sicurezza finale di poco al di sopra dell'unità, ovvero limitando gli interventi allo stretto indispensabile, sia per estensione che per entità degli stessi.

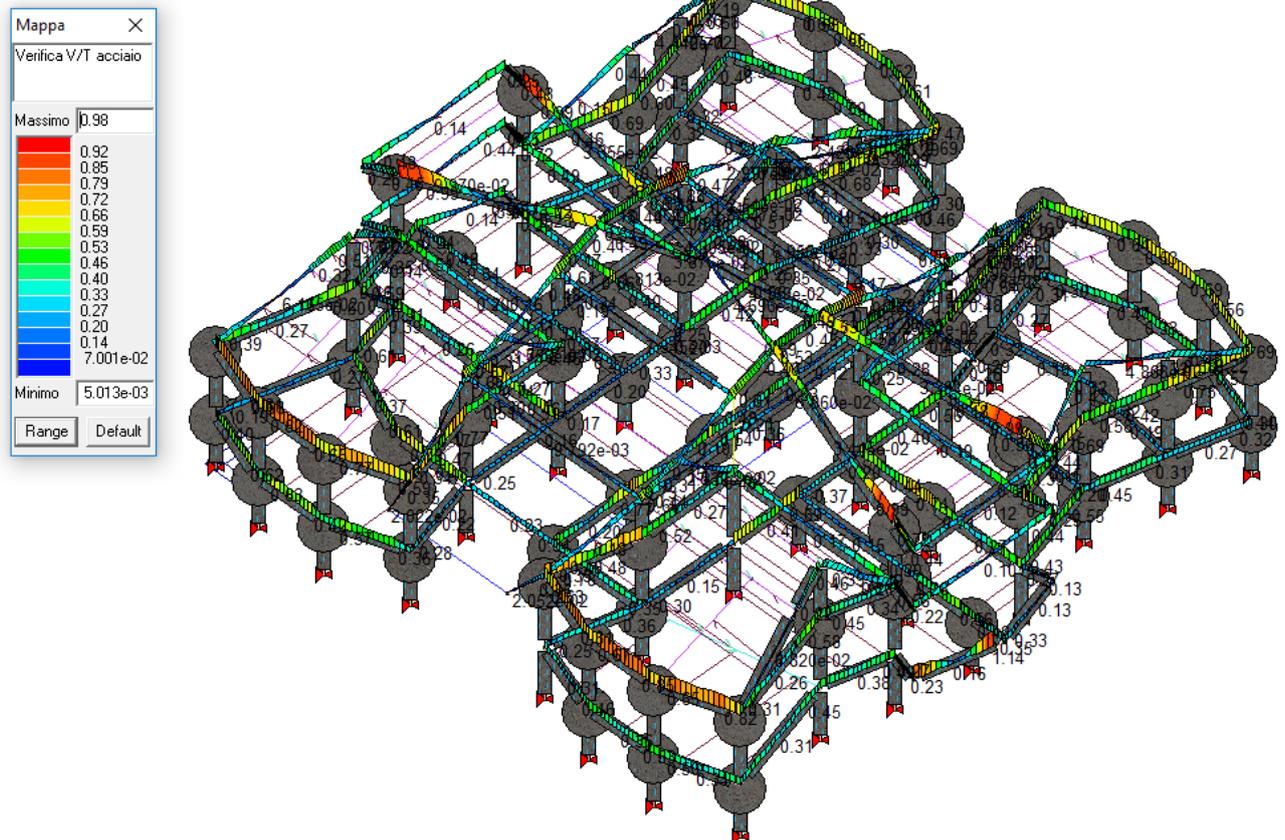
I risultati ottenuti per la struttura consolidata sono riportati nei grafici che seguono, nei quali sono state rappresentate le risultanze delle verifiche eseguite, a presso-flessione e taglio per le travi, i pilastri e i nodi.



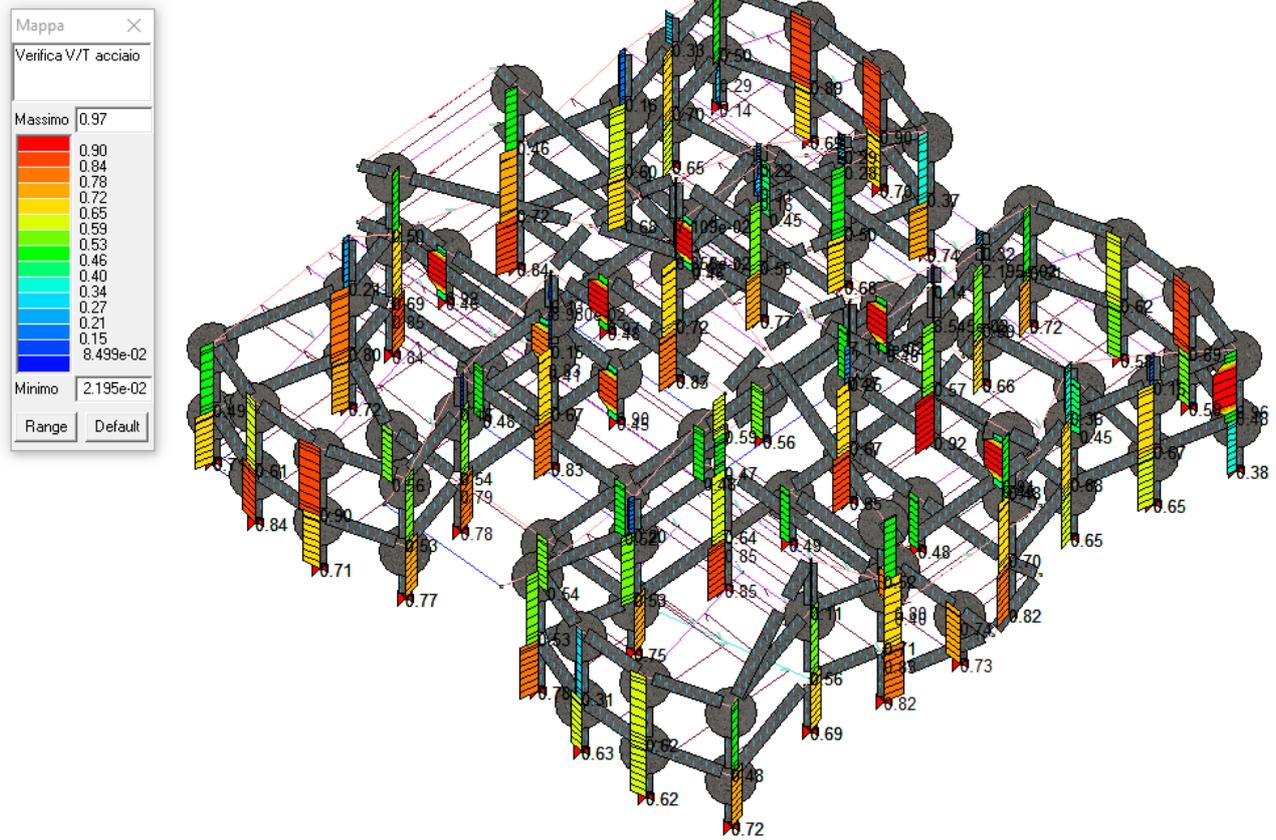
1.1.1 - Verifica a pressoflessione delle travi.



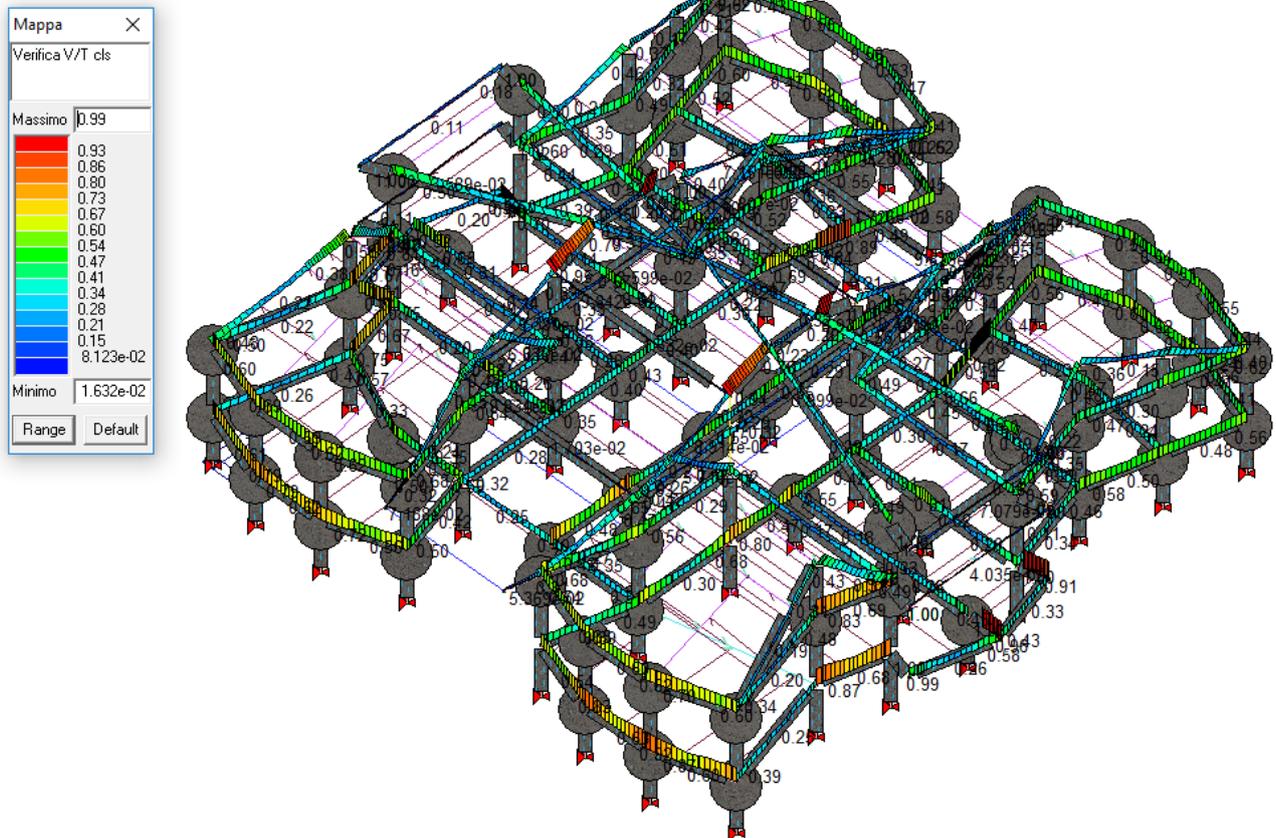
1.1.2 - Verifica a pressoflessione dei pilastri.



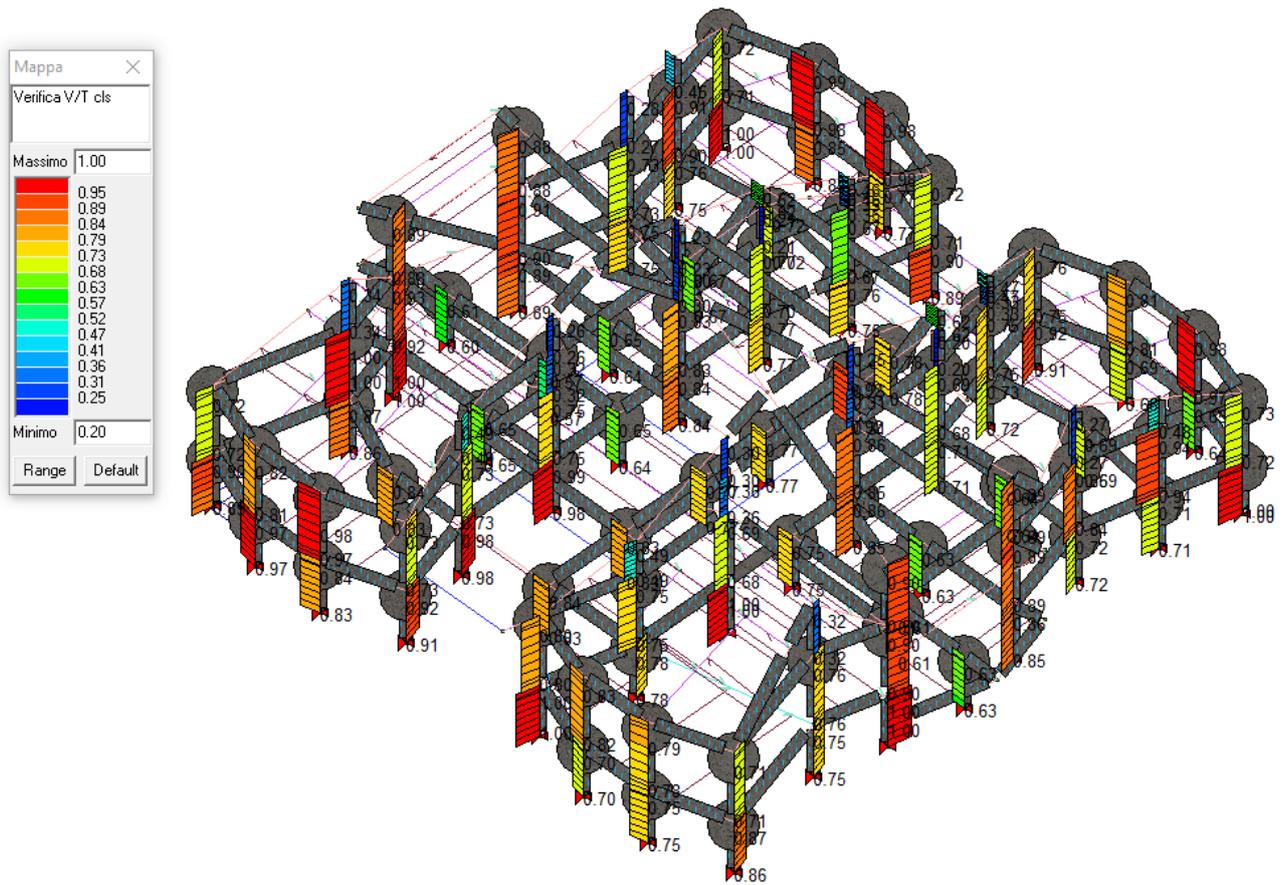
1.1.3 - Verifica a taglio lato acciaio delle travi.



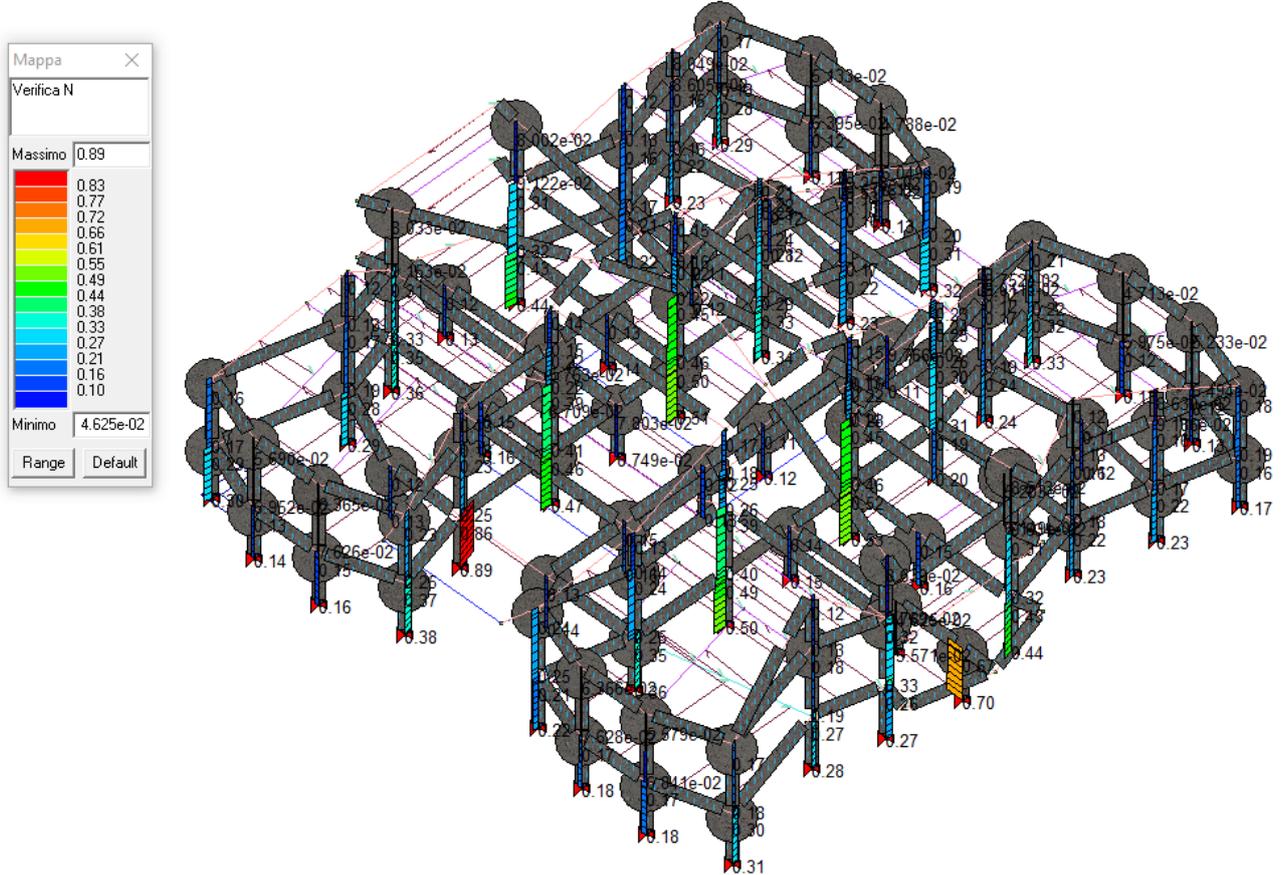
1.1.4 - Verifica a taglio lato acciaio dei pilastri.



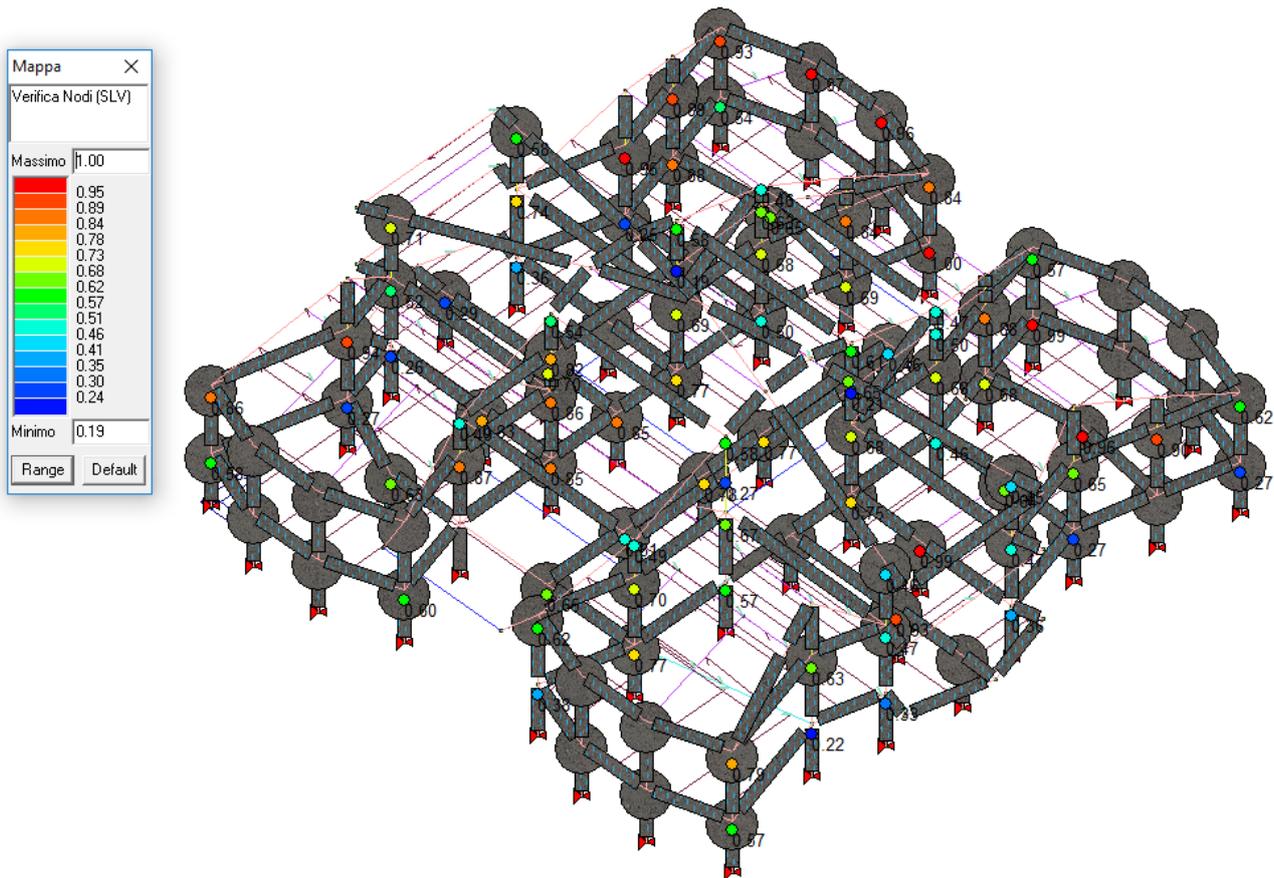
1.1.5 - Verifica a taglio lato calcestruzzo delle travi.



1.1.6 - Verifica a taglio lato calcestruzzo dei pilastri.



1.1.7 - Verifica a compressione del calcestruzzo dei pilastri.



1.1.8 - Verifica dei nodi.

Di seguito viene riportata la sintesi dei risultati dell'analisi numerica in termini di valori minimi degli indicatori di rischio relativi agli stati limite analizzati sul modello strutturale aggiornato con gli interventi necessari per il raggiungimento dell'adeguamento sismico:

STATO LIMITE	PGA	Tr	$\alpha$ (PGA)	$\alpha$ (Tr)
<b>SLO</b>				
Spotamento di interpiano SLO	<b>0.237</b>	<b>156</b>	<b>2.604</b>	<b>1.480</b>
valori minimi SLO				
<b>SLD</b>				
Spotamento di interpiano SLD	<b>0.355</b>	<b>304</b>	<b>3.008</b>	<b>1.572</b>
valori minimi SLD				
<b>SLV</b>				
	<b>0.288</b>	<b>958</b>	<b>1.007</b>	<b>1.004</b>
valori minimi SLV				

1.1.1 - Tabella sintesi risultati.

### 13. CONCLUSIONI

L'edificio scolastico oggetto di verifica presenta nello stato esistente una elevata vulnerabilità sismica allo stato limite di Salvaguardia della Vita Umana (SLV) e una modesta vulnerabilità agli stati limite di Operatività (SLO) e di Danno (SLD).

Il valore minimo del coefficiente di sicurezza sismica,  $\alpha_{SLV (Tr)}$ , registrato nelle analisi numeriche tra tutti i meccanismi di collasso e per tutti gli elementi strutturali, è pari a  $\alpha_{SLV (Tr)} = 0.134$ .

In pratica l'edificio ha un coefficiente di sicurezza nei confronti dell'azione sismica pari a circa il 13% di quanto imposto dalla normativa tecnica vigente.

Sulla base di quanto emerso dalla suddetta analisi e dalle specifiche carenze e vulnerabilità rilevate sono stati proposti alcuni interventi migliorativi del comportamento della struttura tali da consentire un incremento della capacità delle strutture nei confronti del sisma e l'adeguamento sismico della stessa.

Dai risultati delle verifiche descritte graficamente nel paragrafo precedente si evince che il comportamento del sistema strutturale in post operam risulta notevolmente migliorato dal complesso degli interventi di rinforzo locali, evidenziando un livello globale di sicurezza adeguato e superiore al grado di sicurezza minimo necessario a garantire il soddisfacimento delle verifiche agli SLV.

L'indice di rischio post operam  $\alpha_{SLV (Tr)}$  è pari a 1,004, pertanto la struttura risulta adeguata sismicamente.

Avendo analizzato e corretto mediante gli interventi le singole deficienze strutturali, il risultato è in linea con le attese, fermo restando che l'ottimizzazione delle risorse ha prodotto sostanzialmente un grado di sicurezza finale di poco al di sopra dell'unità, ovvero limitando gli interventi allo stretto indispensabile, sia per estensione che per entità degli stessi.

### 14. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il programma utilizzato PRO\_SAP della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.