COMUNE DI RAMACCA

Provincia di Catania

REALIZZAZIONE DI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DEL *"PLESSO SCOLASTICO DI VIA DEI CAPPUCCINI"*

PROGETTO STRUTTURALE

ELABORATO: Relazione tecnica strutturale

ELABORATO

S

REL.01

Progettazione

PROGEN engineering

Prof. Ing. Fabio Neri

Il RUP

VISTI E AUTORIZZAZIONI

SCALA	
DATA	05-2019
PROG.	
COLLAB.	
FILE	

LE INFORMAZIONI CONTENUTE NEL PRESENTE DOCUMENTO SONO DI NATURA RISERVATA E DI ESCLUSIVA PROPRIETA' DELLA PROGEN S.r.l. E' FATTO ESPRESSO DIVIETO AL DESTINATARIO DEL PRESENTE DOCUMENTO:
1. DI COPIARE, RISTAMPARE O RIPRODURRE IN ALTRO MODO LE INFORMAZIONI O ANCHE SOLO UNA PARTE DELLE STESSE;
2. DI FORNIRE, RIVELARE, DIVULGARE, ASSEGNARE O METTERE IN QUALSIASI ALTRO MODO A DISPOSIZIONE LE INFORMAZIONI, O PARTE DELLE STESSE, AI SUOI DIPENDENTI, FATTA ECCEZIONE PER QUELLI CHE RISULTANO PREPOSTI ALLA GESTIONE DEL DOCUMENTO, O A TERZI.
IL DESTINATARIO DEL PRESENTE DOCUMENTO DOVRA' ALTRESI' PRENDERE TUTTE LE RAGIONEVOLI PRECAUZIONI PER PREVENIRE QUALSIASI RIPRODUZIONE, DIVULGAZIONE OD UTILIZZO DELLE INFORMAZIONI PER SCOPI DIVERSI DA QUELLI PREVISTI IN RELAZIONE ALLA NATURA E ALLE FINALITA' DEL DOCUMENTO, NONCHE' QUALSIASI ACQUISIZIONE DELLE INFORMAZIONI DA PARTE DI PERSONE NON AUTORIZZATE.

PROVINCIA DI CATANIA

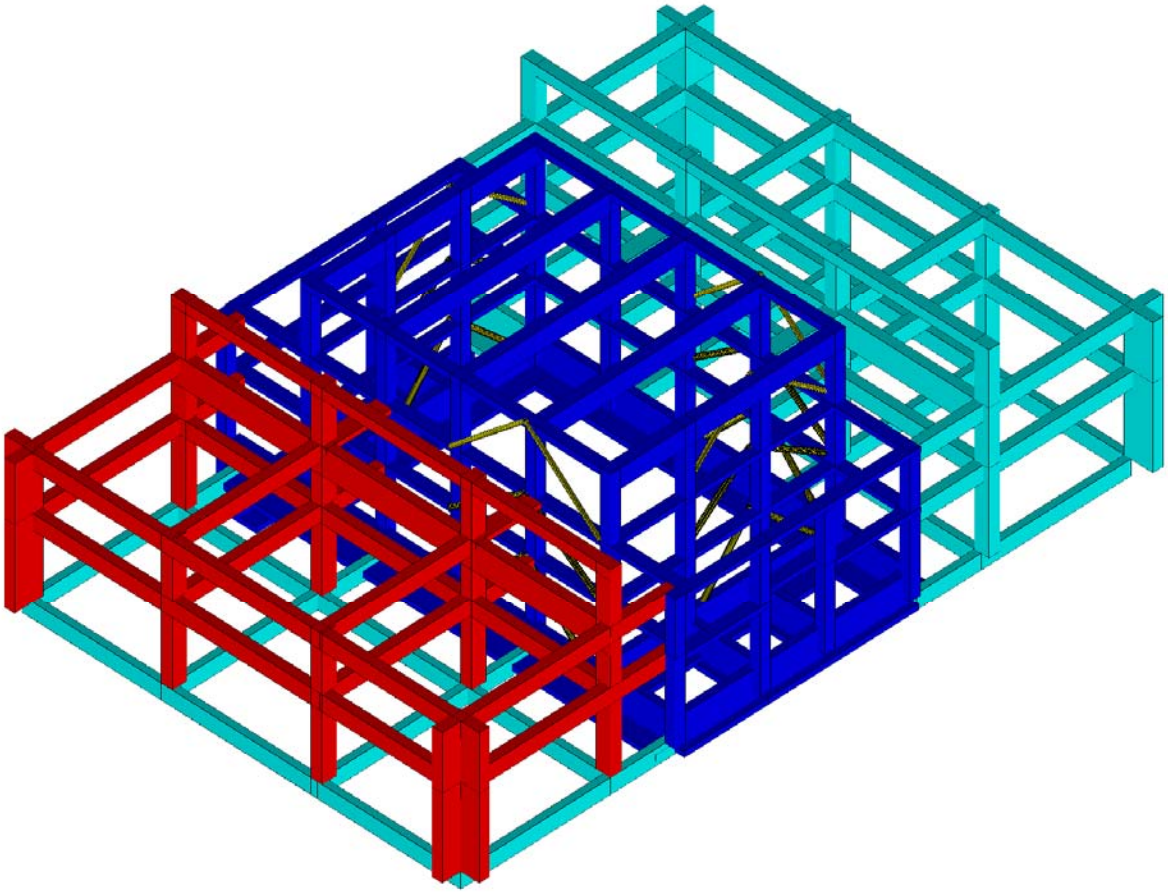
COMUNE DI RAMACCA

REALIZZAZIONE DI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DEL "PLESSO SCOLASTICO DI VIA DEI CAPPUCCINI"

CORPO AULE

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Relazione tecnica strutturale



SOMMARIO

PREMESSA 5

1. DESCRIZIONE STATO DI FATTO 5

1.1. LOCALIZZAZIONE 5
1.2. DESCRIZIONE EDIFICIO 6
1.3. FASI STORICHE-COSTRUTTIVE 6
1.4. DISSESSTI ANNO 2014 7

2. PROPOSTA PROGETTUALE 11

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 13

3.1. AZIONI SULLE STRUTTURE E NORMA DI DETTAGLIO PER LA ZONA SISMICA 13
3.2. REFERENZE TECNICHE 13

4. MATERIALI PER NUOVE OPERE 14

4.1. ACCIAIO PER C.A. B450C 14
4.2. CONGLOMERATO 14

5. MATERIALI PER STRUTTURE ESISTENTI 17

5.1. ACCIAIO PER C.A. - PARTE ORIGINARIA 17
5.2. CONGLOMERATO – PARTE ORIGINARIA 17
5.3. ACCIAIO PER C.A. FEB44K - RICOSTRUZIONE 2002 18
5.4. CONGLOMERATO – RICOSTRUZIONE 2002 18

6. REGOLE COSTRUTTIVE 18

6.1. TOLLERANZE 18
6.2. COPRIFERRO 19

6.3. ANCORAGGI E SOVRAPPOSIZIONI 19

7. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO 19

7.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE 19

8. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE IN CONDIZIONI SISMICHE 20

8.1. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SUOLO 20
8.2. VITA NOMINALE DELLE OPERE 21
8.3. CLASSE D'USO DELL'OPERA 21
8.4. PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (PAR. 2.4.3 - D.M. 14/01/2008) 22
8.5. CRITERI GENERALI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE 22
8.6. AZIONE SISMICA 23
8.7. SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICA 26
8.8. TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA 29

9. AZIONI AMBIENTALI E NATURALI 31

9.1. CARICO DA NEVE 31

10. ANALISI DEI CARICHI UNITARI 32

10.1. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI DI ESERCIZIO 32
10.2. ANALISI DEI CARICHI 33
10.3. ANALISI DEI CARICHI DEGLI ORIZZONTAMENTI 33

11. COMBINAZIONE DELLE AZIONI 34

12. MODELLO STRUTTURALE 36

12.1. MODELLO DI CALCOLO 36
12.2. MODELLAZIONE DI TRAVI E PILASTRI 37
12.3. MODELLAZIONE DEI CONTROVENTI 38
12.4. MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI 41

13. PRINCIPALI RISULTATI OTTENUTI IN TERMINI DI SOLLECITAZIONI 42

13.1. MASSE E RIGIDEZZE 42

13.2. PERIODI E DEFORMATE MODALI 42

13.3. PRINCIPALI RISULTATI OTTENUTI 44

14. CALCOLO STRUTTURALE 46

14.1. SOLAI 46

14.2. VERIFICHE PER IL CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI 49

14.3. VERIFICHE DEI SISTEMI DI CONTROVENTO METALLICI 50

14.4. VERIFICA STRUTTURA ESISTENTE 51

15. SOFTWARE UTILIZZATI, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI 55

15.1. SOFTWARE 55

15.2. VALIDAZIONE DEL SOFTWARE 55

15.3. GIUDIZIO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI DEL CALCOLO AUTOMATICO 56

15.4. SPECIFICHE TECNICHE DELL'ELABORATORE 56

Allegato 1: Tabulato di calcolo

Premessa

La presente relazione descrive gli interventi di adeguamento sismico del corpo aule del plesso scolastico di Via Cappuccini sito in Ramacca (CT).

1. DESCRIZIONE STATO DI FATTO

1.1. *Localizzazione*

Il sito, ove insiste l'edificio oggetto di intervento, si trova nel Comune di Ramacca meglio localizzato tramite le seguenti coordinate geografiche:

	LAT	LONG
WGS 84 (gradi decimali GE)	37.388001	14.695565
ED50	37.389676	14.69637
Gradi, minuti, secondi (GE)	37°23'16.56"N	14°41'43.96"E

Si riporta di seguito un'immagine della zona interessata con evidenziato il fabbricato.

Figura 1 - Vista del sito

1.2. *Descrizione edificio*

L'edificio in oggetto, destinato ad attività scolastiche, si presenta di pianta rettangolare (28.00m x 33.00m circa) ed è costituito da due piani fuori terra (altezza 11.00m circa). Al suo interno sono presenti n. 6 aule a piano, i servizi igienici ed uno spazio centrale a doppia altezza per attività ricreative.

Originariamente l'edificio è stato realizzato mediante struttura intelaiata in cemento armato fondato su fondazioni dirette realizzate mediante travi a T rovesce con un'anima 30x90 cm ed ala 180x25 cm. Pur non essendo presente un graticcio di fondazione che collega alla base i pilastri in due direzioni ortogonali questi venivano collegati lungo una direzione e lungo il perimetro dell'edificio. Le travi di fondazioni risultavano opportunamente rigide flessionalmente e con una superficie d'impronta sul terreno tale da garantire uno stato tensionale modesto.

I telai in elevazione erano stati costituiti da una tipologia mista tra telai piani e telai spaziali. Sia le travi che i pilastri sono stati progettati solo per condizioni di carico verticale. I pilastri sono stati dimensionati in funzione dell'area di influenza, mentre le travi per schemi di travi parzialmente incastrate alle estremità.

Sono presenti quattro setti in c.a. di forma quadrata di lato 4.00 m e spessore 20 cm. Tali elementi risultando debolmente armati con una doppia rete di armatura su entrambe le facce non conferiscono alcuna caratteristica di duttilità.

I solai sono realizzati in latero cemento di 23 cm di spessore collegati da travetti di ripartizione delle dimensioni 30x15 cm

1.3. *Fasi storiche-costruttive*

Dissessti rilevati a seguito sisma 2002 e carenze statiche

La predetta struttura in cemento armato è stata realizzata sul finire degli anni settanta, mentre è stata completata a livello edile solo nei primi anni novanta.

Successivamente al sisma del 2002 l'edificio presentava un quadro fessurativo che interessava il corpo est dell'edificio prospiciente l'ingresso e la facciata nord lungo il muro di contenimento.

Il rilievo dei cedimenti ha evidenziato una distribuzione degli abbassamenti compatibile ed in stretta relazione con il quadro fessurativo rilevato. Gli spostamenti massimi si sono registrati lungo i perimetri Nord (pilastri 22-60) ed Est (pilastri 60-55) ove si sono riscontrati cedimenti di circa 13 cm (Pilastro 60). I cedimenti tendevano a diventare trascurabili in corrispondenza della pilastrata interna (pilastri 42-48 e 48-35). Il monitoraggio nel tempo evidenziava un fenomeno evolutivo

I cedimenti in fondazione, che hanno prodotto, il quadro fessurativo, non sono tanto da attribuire a fondazioni non opportunamente dimensionate (base 180 cm) quanto ai seguenti fattori:

- presenza di acque in livelli superficiali al di sotto del prospetto Est;
- presenza di un dislivello lungo il prospetto Nord;

I risultati delle indagini, finalizzate alla determinazione della qualità del calcestruzzo, evidenziavano una marcata differenzazione della resistenza del calcestruzzo all'interno del manufatto congiuntamente ad un elevato stato di degrado dei conglomerati.

Interventi a seguito sisma 2002

L'intervento progettuale sviluppato a seguito del sisma del 2002 era finalizzato alla:

- rimozione delle cause che hanno comportato i dissesti presenti;
- riparazione dei danni;
- miglioramento sismico dell'edificio;

Per la rimozione delle cause, cedimento fondazionale lato Est, da attuarsi contestualmente alla riparazione dei danni riscontrati si optò per la demolizione del corpo in oggetto e la sua successiva ricostruzione su un sistema di pali di fondazione, mentre per i cedimenti lungo il lato nord è stato realizzato un sistema di pali da collegare alla fondazione prospiciente il muro di sostegno.

L'intervento di miglioramento sismico è stato realizzato mediante l'inserimento di un sistema di controventi dissipativi con disposizione tipo CBF. Si sono controventati due telai nella direzione Nord-Sud e due telai nella direzione Est-Ovest.

Il progetto sviluppato a seguito del sisma del 2002 ha previsto i seguenti interventi:

- demolizione dell'ala Est per una superficie di circa 200 mq;
- realizzazione di un sistema di fondazioni indirette mediante plinti su pali da 60 cm collegati da un sistema di travi;
- realizzazione della struttura intelaiata in c.a., opportunamente collegata alla struttura esistente, e di solai in latero cemento;
- realizzazione di pali da 30 cm collegati alla fondazione lungo il prospetto nord per bloccare i cedimenti di fondazione;
- inserimento dei telai di controvento con elementi diagonali dissipativi, opportunamente collegati alla struttura esistente mediante profilati metallici. La continuità tra le vecchie strutture ed i nuovi elementi è assicurata attraverso i connettori orizzontali e verticali inseriti nelle travi e pilastri;
- realizzazione di pali di fondazione alla base dei telai di controvento;
- bonifica delle parti di calcestruzzo ammalorato per ossidazione delle armature;
- il ripristino delle finiture e degli impianti danneggiati dal sisma o interessati dai precedenti interventi.

1.4. *Dissessti anno 2014*

Nell'anno 2013 nel corpo Ovest non interessato dagli interventi del 2002 si è verificato un aggravio dei cedimenti fodali che hanno comportato, a valle di una capagna di prove sui materiali ed una perizia tecnica, alla dichiarazione di inagibilità di tale area.

Nel 2016 è stata condotta una verifica di vulnerabilità sismica di II livello che ha consentito di valutare i seguenti indicatori di rischio::

$$\alpha u = PGA_{CLV}/PGA_{DLV} = 0,16 \qquad \alpha u = (TR_{CLV}/TR_{DLV})a = 0,23$$

espressi rispettivamente in termini di accelerazioni e periodi di ritorno.

I predetti valori di rischio con il quadro fessurativo sono da addebbitare prevalentemente ai cedimenti fondazionali congiuntamente a:

a) problemi di resistenza della struttura dovuti alle scadenti caratteristiche del calcestruzzo;
b) problemi di duttilità della struttura dovuti alla insufficiente presenza di staffature in acciaio ed alla non accurata realizzazione delle stesse;
c) bassa resistenza al taglio degli elementi strutturali;
d) espulsione del copriferro per l'aumento di volume delle armature colpite dalla ruggine a causa dei fenomeni di carbonatazione;
e) prescrizioni normative vigenti all'epoca di costruzione meno restrittive delle attuali.
Di seguito si riportano delle immagini rappresentanti il quadro fessurativo presente nel corpo Ovest.

Figura 2 – Distacco tramezzo – struttura intelaiata

Figura 3 – quadro fessurativo Tompagni

Figura 4 – quadro fessurativo Tompagni

Figura 5 – quadro fessurativo Tompagni

Figura 6 – quadro fessurativo Tompagni

Figura 7 – quadro fessurativo Tompagni

2. PROPOSTA PROGETTUALE

L'intervento progettuale ripropone quello del 2002 che è finalizzato alla:

- rimozione delle cause che hanno comportato i dissesti presenti;
- adeguamento/miglioramento sismico dell'edificio;

che nel corso degli hanno si è dimostrato efficace.

Per la rimozione delle cause, cedimento fondazionale lato Ovest, da attuarsi contestualmente alla riparazione dei danni riscontrati si è optato per la demolizione del corpo in oggetto e la sua successiva ricostruzione su un sistema di pali di fondazione.

Sebbene l'intervento di demolizione possa sembrare impegnativo bisogna precisare come a questa soluzione si sia pervenuti in seguito ad un'analisi comparativa tecnico-economica con quella che ne evitava la demolizione. Infatti:

- la realizzazione dei pali di fondazione all'interno dell'edificio (micropali) avrebbe richiesto un costo più che doppio rispetto a quello dei pali che si propongono;
- la realizzazione ex novo della struttura evita gli interventi di risanamento dei calcestruzzi ammalorati e delle armature ossidate;
- la realizzazione ex novo della struttura consente di eliminare quegli elementi strutturali danneggiati dai cedimenti fondazionali;

- la demolizione consente di eliminare gli elementi strutturali che hanno fornito valori di resistenza del calcestruzzo nettamente al di sotto dei valori previsti dalla normativa tecnica e di realizzare al loro posto di nuovi.

Nel presente intervento si prevedono i seguenti interventi:

- demolizione dell'ala Est per una superficie di circa 200 mq;
- realizzazione di un sistema di fondazioni indirette mediante plinti su pali da 60 cm collegati da un sistema di travi che assolvono alla funzione di evitare spostamenti relativi alla base dei pilastri e di portare una platea armata;
- realizzazione della struttura intelaiata in c.a., opportunamente collegata alla struttura esistente e di solai in latero cemento;
- realizzazione di pali da 25 cm collegati alla fondazione lungo la linea di contatto con la parte demolita per bloccare i cedimenti di fondazione;
- bonifica delle parti di calcestruzzo ammalorato per ossidazione delle armature;
- il ripristino delle finiture e degli impianti interessati dai precedenti interventi.

Il progetto dell'intervento si è basato sulla progettazione del nuovo corpo contestualmente alla verifica sismica della parte esistente.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto di verifica sono state prese in esame le prescrizioni della vigente normativa tecnica ed in particolare quelle di seguito elencate.

3.1. *Azioni sulle strutture e norma di dettaglio per la zona sismica*

D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP.- Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

3.2. *Referenze tecniche*

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

Linee Guida sul calcestruzzo strutturale, Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (febbraio 2008)

UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1998 - 1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni.

Ordinanza Pres. Cons. Min. 3274 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

4. MATERIALI PER NUOVE OPERE

4.1. *Acciaio per c.a. B450C*

Le barre di armatura ad aderenza migliorata sono in acciaio di tipo B450C con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- classe del materiale ..... B 450 C
- modulo elastico ..... E = 210000 MPa
- tensione di rottura ..... f_{ts} = 540 MPa
- tensione di snervamento caratteristica ..... f_{ys} = 450 MPa
- tensione di snervamento di calcolo ..... f_{yd} = 391.3 MPa
- coefficiente parziale del materiale ..... γ_s = 1.15

4.2. *Conglomerato*

Il conglomerato cementizio dovrà essere confezionato nel rispetto delle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (febbraio 2008) e della norma UNI EN 206-1:2006 riportate sinteticamente in tabella 1. In progetto le superfici di conglomerato dovranno rispondere ai seguenti requisiti minimi:

- classe di esposizione XC2/XC3
- classe di resistenza minima C28/35
- classe di consistenza S4
- rapporto acqua/cemento ..... a/c ≤ 0.55
- dosaggio cemento ..... ≥ 320 kg/mc
- dimensione massima dell'aggregato (consigliata) ..... 28 mm
- ricoprimento ..... ≥ 25 mm
- copriferro in elevazione solai ..... ≥ 30 mm
- copriferro in elevazione ..... ≥ 40 mm
- copriferro in fondazione ..... ≥ 45 mm

I parametri meccanici principali per la classe C28/35 sono i seguenti:

Classe	28 / 35		
- resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	=	28,0 MPa
- resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	=	35,0 MPa
- resistenza media a compressione (par. 11.2.10.1)	f_{cm}	=	36,0 MPa
- modulo elastico (par. 11.2.10.3)	E	=	32308 MPa
- resistenza di calcolo a compressione (par. 4.1.2.1.1.1)	f_{cd}	=	15,87 MPa
- resistenza media a trazione (par. 11.2.10.2)	f_{ctm}	=	2,77 MPa
- resistenza caratteristica a trazione (par. 11.2.10.2)	f_{ctk}	=	1,94 MPa
- resistenza di calcolo a trazione (par. 4.1.2.1.1.2)	f_{ctd}	=	1,29 MPa
- resistenza caratteristica di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	f_{bk}	=	4,36 MPa
- resistenza di calcolo di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	f_{bd}	=	2,90 MPa
- coefficiente parziale del materiale	g_c	=	1,5

Tabella 1 - Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe	Descrizione ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto min in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco					
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione					
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse l'acqua.	0,60	C 25/30	
XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenenti dall'acqua di mare.					
XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta	0,45	C 35/45	
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare.					
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacchi dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti					
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3.0

XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai Sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0

5. MATERIALI PER STRUTTURE ESISTENTI

Preliminarmente agli interventi del 2006 è stata condotta un'ampia campagna di indagini sui materiali. A seguito dei dissesti strutturali riscontrati sono state effettuate dall'ufficio tecnico nell'anno 2014 ulteriori prove. Con riferimento a tali prove si sono determinate le resistenze dei materiali relativi alla parte originaria. Per tale parte della struttura si considera aver raggiunto un livello di conoscenza LC2 con FC=1,2.

Per la parte oggetto di ricostruzione si è fatto riferimento ai valori di progetto (tali valori sono stati confermati dalle prove di accettazione e in sede di collaudo).

5.1. *Acciaio per c.a. - parte originaria*

Le barre di armatura ad aderenza migliorata sono hanno caratteristiche prossime ad un acciaio di tipo FeB44K con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- modulo elastico ..... E = 210000 MPa
- tensione di snervamento ..... f_{ys} = 416 MPa
- tensione di progetto ..... fys = 346 MPa

5.2. *Conglomerato – parte originaria*

Per il calcestruzzo esistente si è impiegata la il seguente valore di resistenza

- classe di resistenza minima C16/20

Classe	16 / 20	
- resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} =	16,0 MPa
- resistenza cubica caratteristica	R_{ck} =	20,0 MPa
- resistenza media a compressione (par. 11.2.10.1)	f_{cm} =	24,0 MPa
- modulo elastico (par. 11.2.10.3)	E =	28608 MPa
- resistenza di calcolo a compressione (par. 4.1.2.1.1.1)	f_{cd} =	9,07 MPa
- resistenza media a trazione (par. 11.2.10.2)	f_{ctm} =	1,90 MPa
- resistenza caratteristica a trazione (par. 11.2.10.2)	f_{ctk} =	1,33 MPa
- resistenza di calcolo a trazione (par. 4.1.2.1.1.2)	f_{ctd} =	0,89 MPa
- resistenza caratteristica di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	f_{bk} =	3,00 MPa
- resistenza di calcolo di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	f_{bd} =	2,00 MPa
- coefficiente parziale del materiale	g_c =	1,5

- classe di resistenza di progetto 16,6 MPa

5.3. *Acciaio per c.a. FeB44K - ricostruzione 2002*

Le barre di armatura ad aderenza migliorata sono in acciaio di tipo FeB44K con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- classe del materiale FeB44k
- modulo elastico ..... E = 210000 MPa
- tensione di rottura ..... f_{ts} = 540 MPa
- tensione di snervamento caratteristica ..... f_{ys} = 430 MPa
- tensione di snervamento di calcolo ..... f_{yd} = 373,91 MPa
- coefficiente parziale del materiale ..... γ_s = 1.15

5.4. *Conglomerato – ricostruzione 2002*

Il conglomerato cementizio dovrà essere confezionato nel rispetto delle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (febbraio 2008) e della norma UNI EN 206-1:2006 riportate sinteticamente in tabella 1. In progetto le superfici di conglomerato dovranno rispondere ai seguenti requisiti minimi:

- classe di resistenza minima C25/30

I parametri meccanici principali per la classe C25/30 sono i seguenti:

Classe	25 / 30		
- resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	=	25.0 MPa
- resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	=	30.0 MPa
- resistenza media a compressione (par. 11.2.10.1)	f_{cm}	=	33.0 MPa
- modulo elastico (par. 11.2.10.3)	E	=	31476 MPa
- resistenza di calcolo a compressione (par. 4.1.2.1.1.1)	f_{cd}	=	14.17 MPa
- resistenza media a trazione (par. 11.2.10.2)	f_{ctm}	=	2.56 MPa
- resistenza caratteristica a trazione (par. 11.2.10.2)	f_{ctk}	=	1.80 MPa
- resistenza di calcolo a trazione (par. 4.1.2.1.1.2)	f_{ctd}	=	1.20 MPa
- resistenza caratteristica di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	f_{bk}	=	4.04 MPa
- resistenza di calcolo di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4)	f_{bd}	=	2.69 MPa
- coefficiente parziale del materiale	g_c	=	1.5

6. REGOLE COSTRUTTIVE

6.1. *Tolleranze*

Nelle verifiche si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle norme EN 1992-1991-EN206 - EN 1992-2005:

- copriferro ..... – 5 mm
- per dimensioni ≤ 150mm ..... ± 5 mm

- per dimensioni ≤ 400 mm ..... ± 15 mm
- per dimensioni ≥ 2500 mm ..... ± 30 mm

6.2. *Copriferro*

Ai fini delle verifiche degli elementi strutturali principali e della durabilità del calcestruzzo è previsto un copriferro ≥ 40 mm in elevazione e ≥ 45 mm in fondazione.

Tale copriferro è da intendersi oltre alle tolleranze su indicate, misurato dal lembo esterno della sezione all'asse delle armature longitudinali.

6.3. *Ancoraggi e sovrapposizioni*

Nella disposizione delle armature, come indicato negli elaborati grafici allegati, devono essere rispettate le sovrapposizioni e gli ancoraggi previsti dal D.M. 14/01/2008 – par. 4.1.6.1.4. Pertanto vale la relazione:

$$L_b = \frac{f_{yd}}{4 \times f_{bd}} D = 33.7 \times D$$

Cautelativamente la lunghezza minima di ancoraggio e sovrapposizione è stata assunta pari a 40 diametri. In presenza di ancoraggi con piega a 90° o superiore il valore della lunghezza minima di ancoraggio può essere ridotto al 70%. In presenza di tensioni sulle barre di armatura inferiori al valore ammissibile l'ancoraggio può essere ridotto fino ad un valore minimo pari al 50% della lunghezza di ancoraggio base, nel rapporto tra la sollecitazione e resistenza.

7. DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

7.1. *Caratteristiche meccaniche*

A supporto del progetto del 2002 e del presente intervento sono state condotte due campagne di prove sempre coordinate dal Dott. Geol. Francesco Fazio.

Durante la campagna di prova dell'anno 2002 si sono condotte le seguenti prove:

- 1 sondaggio geognostico
- 1 sondaggio gegonostico attrezzato per Down Hole
- 3 sondaggi geognostici attrezzato con piezometro
- 9 prove penetrometriche
- 5 prove di laboratorio

Nell'anno 2017 sono state condotte le seguenti prove:

- 4 Sismiche in array - Metodo d'indagine ReMi e MASW
- Sismiche a stazione singola - Metodo d'acquisizione del rumore sismico

La capacità portante superficiale e dei pali di fondazione è stata calcolata in relazione alle caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno tenendo conto che il piano di posa delle fondazioni è = -1.5 m rispetto alla quota zero del terreno.

La stratigrafia alla quale si è fatto maggiore riferimento è quella ottenuta dal sondaggio n° 2 in quanto è il più vicino alla zona soggetta ad intervento.

Le caratteristiche del terreno nei vari strati vengono di seguito riportate.

Strato	Litologia	Quote (Spessore)	Cu [t/mq]	ϕ' [°]	γ [t/mc]
1	Depostio eluvio colluviali	-1.50 / -5.00 (3.5)	5.0	0.0	1.8
2	Breccia Calcarea	-5.00 / -8.50 (3.5)	0.0	18	1.8
3	Argille con Limo	> -8.5	10.0	0.0	2.0

La struttura da ricostruire poggia su pali da 60 cm di diametro, mentre in corrispondenza delle fondazioni esistenti, alle quali si collegherà la nuova fondazione, fuori calcolo si prevedono dei micropalit tipo tubfix di 25 cm di diametro aventi la sola funzione di limitare gli eventuali cedimenti fondali.

8. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE IN CONDIZIONI SISMICHE

Le norme tecniche italiane (NTC08) forniscono uno spettro di risposta elastico convenzionale che racchiude, in maniera semplificata e cautelativa, le caratteristiche degli spettri di risposta elastica dei terremoti che possono aversi in un assegnato sito.

Con l'ausilio del foglio di calcolo "Spettri di risposta ver. 1.0.3", fornito dal C.S.L.P., è stata verificata la coerenza degli spettri di risposta impiegati nelle calcolazioni con gli spettri di risposta riportati nelle NTC08.

8.1. *Classificazione sismica del suolo*

In relazione alla classificazione sismica del sottosuolo, sulla scorta delle indagini svolte in sito, la velocità delle onde di taglio misurate nello spessore significativo di terreno pari a 30.0 $V_{S,30}$ è compreso nel seguente intervallo:

$$360 \text{ m s}^{-1} < V_{S,30} < 180 \text{ m s}^{-1}$$

Secondo quanto stabilito dal D.M. 14 gennaio 2008 alla tabella 3.2.II di seguito riportata il suolo di fondazione è di **categoria C** ovvero:

" Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < $N_{SPT,30}$ < 50 nei terreni a grana grossa e 70 kPa <$c_{u,30}$ < 250 kPa nei terreni a grana fina)".

La conformazione geomorfologica del sito è classificabile come pianeggiante; pertanto il coefficiente di topografia per la determinazione delle spettro di risposta elastico è stato assunto pari a:

$$S_T = 1.00$$

8.2. *Vita nominale delle opere*

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.

Tabella 2- Vita nominale degli edifici

Tipi di costruzione		**Vita Nominale V_N** (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 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

Per le opere in questione si è assunto:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

8.3. *Classe d'uso dell'opera*

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al 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.

Per le opere in progetto, trattandosi di edifici destinati ad attività didattica in cui si prevede un significativo affollamento, si è assunto il coefficiente d'uso:

$$C_U = 1.5 \text{ (Classe III)}$$

8.4. *Periodo di riferimento dell'azione sismica (par. 2.4.3 - D.M. 14/01/2008)*

Per le strutture in esame trattandosi di un edificio con destinazione d'uso universitaria si assunta una vita nominale V_N pari a 50 anni. Poiché le opere prevedono affollamento si è assunta una classe d'uso II ovvero un coefficiente d'uso C_U pari a 1.5.

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è pertanto assunto pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

8.5. *Criteri generali per la valutazione della sicurezza strutturale*

La sicurezza e le prestazioni sono garantite verificando opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita utile e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008. In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (stato limite di salvaguardia della vita SLV) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quando previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche degli elementi costruttivi ai sensi del D.M. 14.01.08 sono riportate nei fascicoli delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (stato limite di danno SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica, al fine di limitare il danno degli elementi non strutturali in occorrenza di terremoti di modesta intensità.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite di operatività (stato limite di operatività SLO) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica, al fine di assicurare l'operatività della struttura in occorrenza di terremoti frequenti.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limiti di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il Committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.

Sono stati utilizzare come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi dinamica lineare con la determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);

- verifiche sezionali agli S.L.U. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elasto-plastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

8.6. *Azione sismica*

L'azione sismica è valutata in condizioni di campo libero sul sito di riferimento rigido a superficie orizzontale. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata probabilità di eccedenza P_{V_R}, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione.

I caratteri del moto sismico sono su sito di riferimento sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica P_{V_R}.

a_g =accelerazione massima al sito;

F_0 = *valore massimo del fattore di amplificazione dello spetro in accelerazione orizzontale;*

T_C^* = *periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.*

Per il sito in esame questi valori, in funzione del periodo di ritorno T_R, sono riportati nella

TR [anni]	ag [g]	Fo [-]	TC* [s]
30	0,040	2,530	0,252
50	0,052	2,511	0,279
72	0,061	2,601	0,285
101	0,075	2,523	0,310
140	0,088	2,509	0,335
201	0,111	2,422	0,351
475	0,176	2,371	0,432
975	0,255	2,420	0,462
2475	0,385	2,463	0,537

Tabella .

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,040	2,530	0,252
50	0,052	2,511	0,279
72	0,061	2,601	0,285
101	0,075	2,523	0,310
140	0,088	2,509	0,335
201	0,111	2,422	0,351
475	0,176	2,371	0,432
975	0,255	2,420	0,462
2475	0,385	2,463	0,537

Tabella 3 - Parametri di pericolosità sismica

Nelle figure che seguono, invece, sono riportati i grafici delle stesse grandezze in funzione del tempo di ritorno.

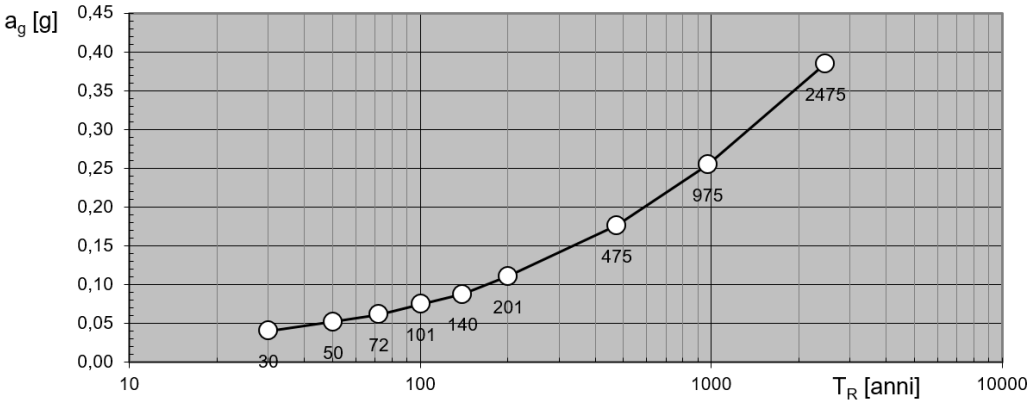


Figura 9- Variabilità di ag con il periodo di ritorno

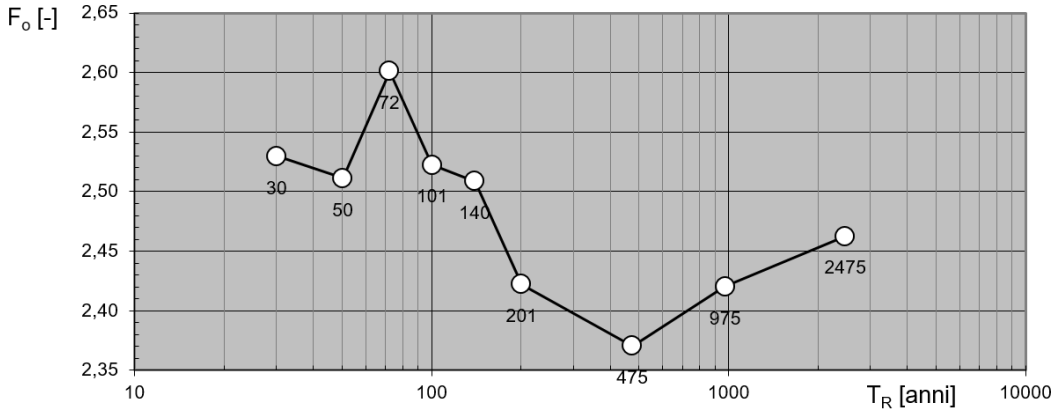


Figura 10 - Variabilità di F_0 con il periodo di ritorno

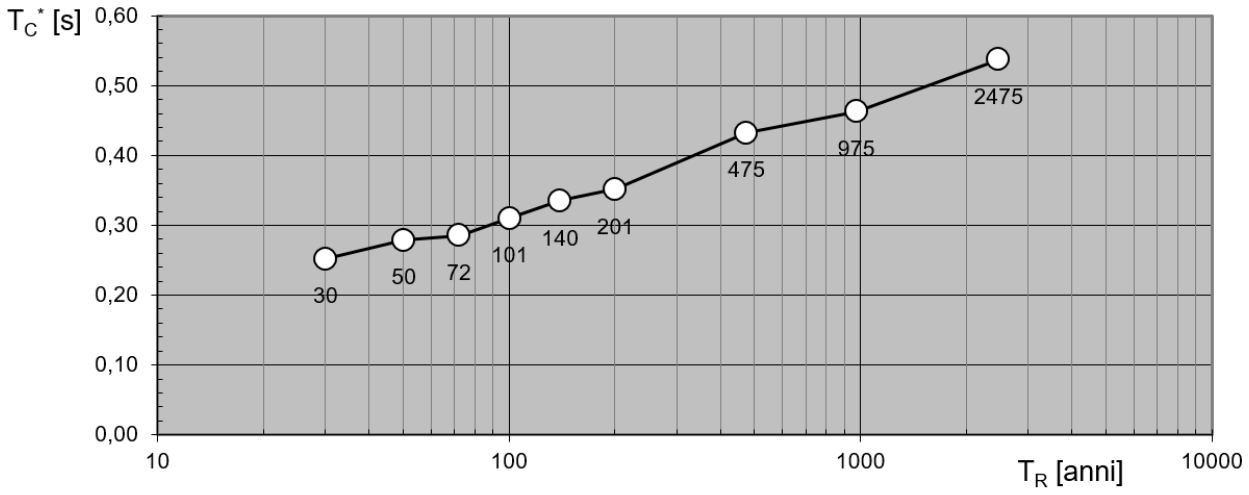


Figura 11 Variabilità di T_c con il periodo di ritorno

Infine, nella Figura 12, si riporta il grafico degli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno di riferimento.

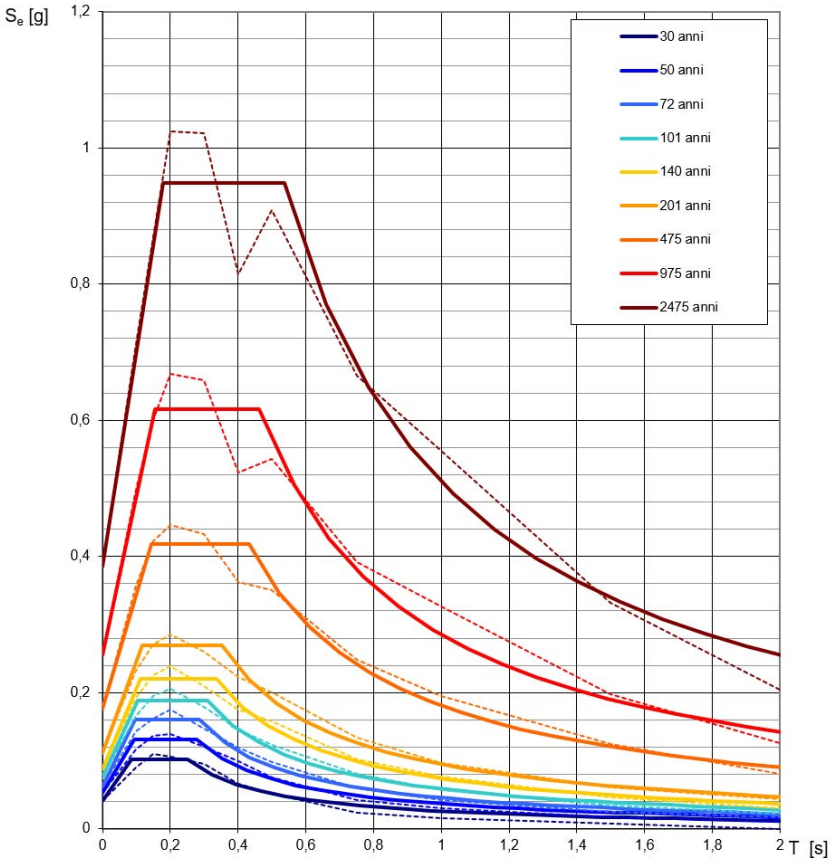


Figura 12 Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno

8.7. *Spettri di risposta elastica*

L'edificio oggetto di studio è destinato a aule didattiche, quindi, è un edificio in cui si prevedono affollamenti significativi. Secondo la classificazione delle NTC08 l'edificio ha classe d'uso III e coefficiente d'uso (C_U), definito nella tabella 2.4.II della norma, pari a 1.5. Si prevede una vita nominale V_N di 50 anni e quindi un periodo di riferimento V_R pari a 75 anni calcolato con la relazione:

$$V_R = V_N C_U$$

Si ricava, per ciascun stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R, il periodo di ritorno T_R del sisma.

Nella Tabella 4 sono riportati i valori dei parametri di pericolosità sismica per i diversi stati limite del sito oggetto di studio.

Tabella 4 - Parametri di pericolosità sismica per i diversi stati limite

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,050	2,515	0,273
SLD	75	0,063	2,590	0,289
SLV	712	0,217	2,398	0,449
SLC	1462	0,305	2,438	0,494

Sulla base di tali valori si ricavano i valori dei parametri T_B, T_C, T_D necessari per la designazione degli spettri di risposta.

Gli spettri di risposta elastica per i diversi stati limite su suolo rigido sono riportati nella figura seguente

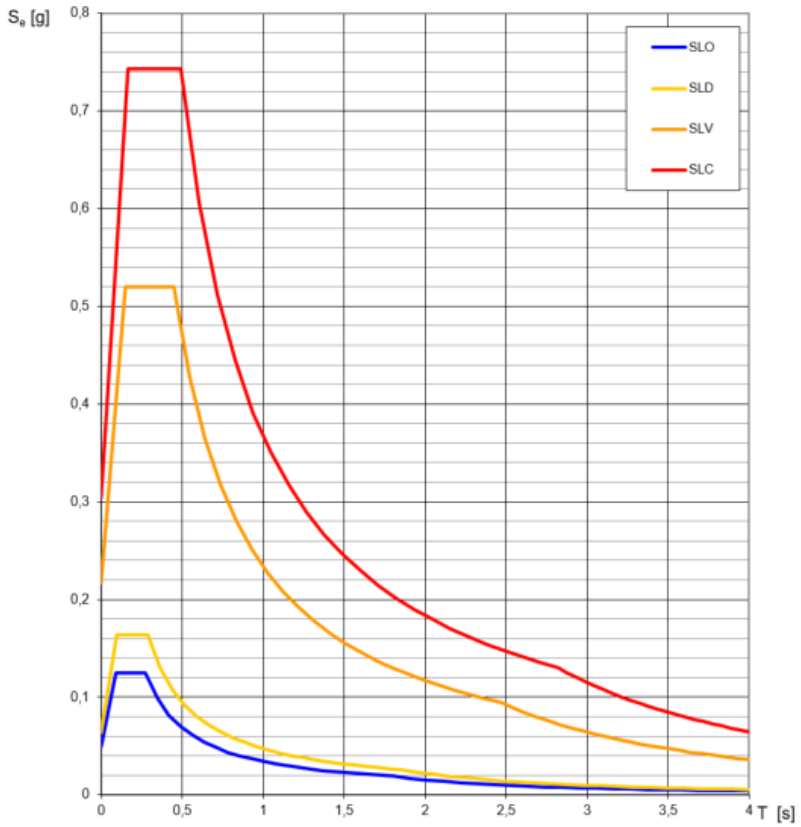


Figura 13 Spettri di risposta elastica su suolo rigido

Gli spettri di risposta elastica così ottenuti devono essere modificati per tener conto della deformabilità del terreno e dello smorzamento intrinseco della struttura.

Lo spettro di risposta elastico è espresso da una forma spettrale riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore della accelerazione massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Per tener conto della deformabilità del terreno si tiene conto della categoria di sottosuolo e di quella topografica mediante i coefficienti S_s e S_T.

In base alle indagini geotecniche eseguite si riscontra che il terreno appartiene alla categoria di sottosuolo "C" e ad una categoria topografica T1.

Il coefficiente di categoria topografica è desunto dalla tabella §3.2VI della norma, mentre, il coefficiente di amplificazione stratigrafica, funzione dello stato limite considerato, è calcolato nel seguente modo:

$$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_g / g \leq 1.50$$

Si calcola quindi il coefficiente per tener conto delle amplificazioni spettrali

$$S = S_s S_T$$

Si tiene conto dello smorzamento intrinseco della struttura mediante il coefficiente η che è il fattore di alterazione dello spettro elastico. (ζ,espresso in percentuale, è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazioni orizzontali del moto sismico S_e è definito dalle espressione § 3.2.2 della norma:

$$0 \leq T \leq T_B \qquad S_e(T) = a_g \eta F_0 S \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \qquad S_e(T) = a_g \eta F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \qquad S_e(T) = a_g \eta F_0 S \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \leq T \qquad S_e(T) = a_g \eta F_0 S \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_c * T_C^*$$

Dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_c è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo (§Tab 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

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

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

Nella *Tabella* sottostante sono riportati i valori dei parametri sismici necessari per la costruzione degli spettri di risposta.

Tabella 5 - Parametri sismici

STATO LIMITE	SLO	SLD	SLV	SLC
a_g	0,050	0,063	0,217	0,305
F_o	2,515	2,590	2,398	2,438
T_C^*	0,273	0,289	0,449	0,494
S_S	1,500	1,500	1,388	1,254
C_C	1,611	1,582	1,368	1,326
S_T	1,000	1,000	1,000	1,000
S	1,500	1,500	1,388	1,254
η	1,00	1,00	1,00	1,00
T_B	0,147	0,152	0,205	0,218
T_C	0,440	0,457	0,614	0,654
T_D	1,799	1,853	2,468	2,819

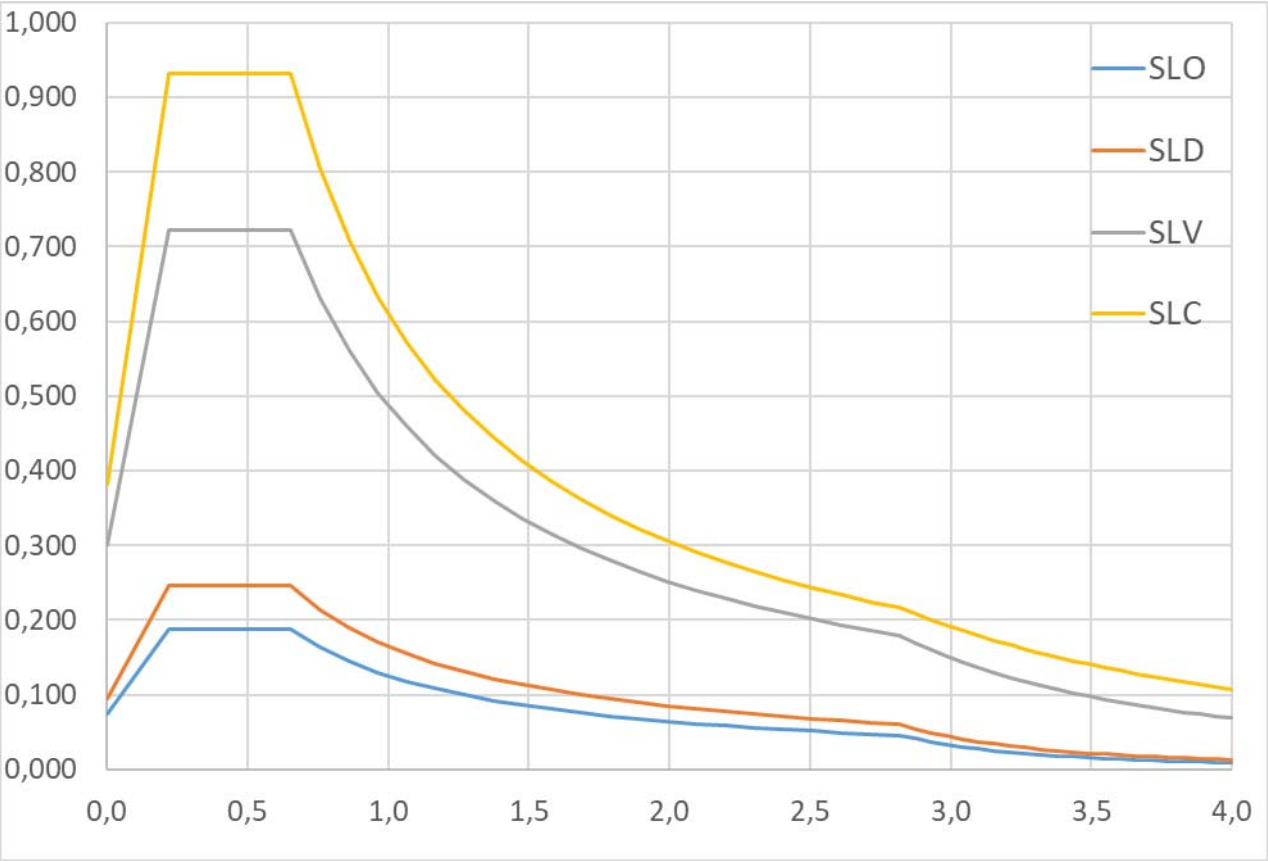


Figura 14- Spettri di risposta elastica

8.8. *Tipologia strutturale e Fattore di struttura*

Le strutture sismo-resistenti previste dalle N.T.C. 08 al punto 7.4.3.1 possono essere di diverse tipologie. Nel caso in esame la resistenza alle azioni verticali è affidata a travi e pilastri in c.a.. Le azioni orizzontali sono affidate prevalentemente ad un sistema di controventamento di tipo

dissipativo isteretico e solo in minima parte ad un sistema a telai in cemento armato disposti in parallelo con i primi.

Per le sole strutture sismo-resistenti a telaio, la normativa al punto 7.4.3 indica, per la classe di duttilità B, un fattore di struttura pari a 3.0 α_u / α_1. Suggerendo valori di α_u / α_1 =1.3 per strutture a telaio con più piani e più campate. La struttura si presenta regolare in altezza con K_r=1.0.

Nel caso in esame i suddetti controventi sono disposti in serie con dispositivi che permettono di dissipare l'energia sismica deformandosi plasticamente. Si ritiene che una struttura di questo tipo possa conferire una capacità dissipativa equivalente ad uno smorzamento viscoso aggiuntivo minimo ξ=10 %. Ciò comporterebbe un fattore η pari a:

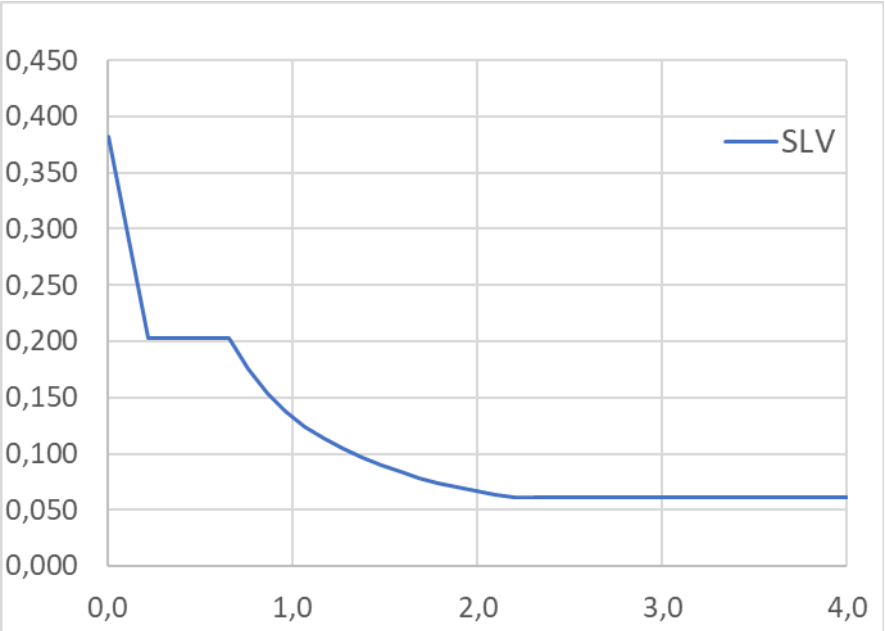
$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0{,}81$$

Ottenendo un fattore valore massimo di struttura q

$$q = \frac{q_0 k_r (\alpha_u/\alpha_1)}{\eta} = 4{,}81$$

Cautelativamente si sceglie di impiegare un fattore di struttura q=4,6.

Cosi come suggerito dalle attuali norme si sceglierà come sollecitazione per il progetto/verifica della struttura quella derivante dallo SLV, ridotta per q=4.6. I dissipatori saranno verificati allo SLC.



9. AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

9.1. *Carico da neve*

Il carico provocato dalla neve sulle superfici esposte è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times c_E \times c_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kNm^{-2}];

c_E è il coefficiente di esposizione;

c_t è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale e si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie interessata.

Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma è valutato in relazione alla geometria della superficie; il coefficiente si valuta mediante le relazioni indicate nel seguente prospetto:

Coefficiente di forma	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Nella fattispecie per le opere in progetto può assumersi:

$$\mu_1 = 0.8$$

Carico da neve al suolo

Le opere sono realizzate ad un'altitudine sul livello del mare a_S =270 m > 200 m. Il carico da neve di riferimento previsto dalla normativa per la zona III (Sicilia) è:

$$q_{sk} = q_{sk} = 0.51 \times \left[1 + \left(\frac{a_s}{481}\right)^2\right] = 0{,}67 \text{ kN m}^{-2} \qquad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere determinato attraverso il prospetto di seguito riportato.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Nella fattispecie si assume C_E =1.1.

Coefficiente termico

Il coefficiente termico è assunto pari a 1.0.

Carico da neve

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times c_E \times c_t = 0{,}59 \text{ kN m}^{-2}$$

10. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

10.1. *Valori dei coefficienti di combinazione dei carichi di esercizio*

I sovraccarichi variabili per le verifiche globali e locali degli elementi strutturali sono stati desunti per ciascuna destinazione d'uso dalla tabella 3.1.II del D.M. 14.01.2008 di seguito riportata.

Tabella 6 - Valori carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici

Categoria	Azione variabile	q_k kN m^{-2}	Q_k kN	H_k kN m^{-1}
A	Ambienti ad uso residenziale	2.00	2.00	1.00
B	Uffici			
	B1 – Uffici non aperti al pubblico	2.00	2.00	1.00
	B2 – Uffici aperti al pubblico	3.00	2.00	1.00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	C1 – Ospedali, caffè, ristoranti, banche, musei scuole	**3.00**	**2.00**	**1.00**
	C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4.00	4.00	2.00
	C3 – Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone (musei, sale per esposizione, stazioni, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti dello sport e relative tribune)	5.00	5.00	2.00
D	Ambienti ad uso commerciale			
	D1 - Negozi	4.00	4.00	2.00
	D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	5.00	5.00	2.00
E	Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale			
	E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori	≥ 6.00	6.00	1.00
	E2 – Ambienti ad uso industriale	da valutare caso per caso		
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	2.50	2x10.0	1.00
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	da valutare caso per caso		
H	Coperture			

	H1 – Coperture non praticabili	**0.50**	**1.20**	**1.00**
	H2 – Coperture praticabili	**vedi cat. di appartenenza**		
	H3 – Coperture speciali (impianti, eliporti, altri)	da valutare caso per caso		

Le combinazioni di carico impiegate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio sono state ottenute a partire dai coefficienti di combinazione di cui alla tabella 2.5.1. del D.M. 14.01.2008 di seguito riportata.

Tabella 7 - Coefficienti di combinazione di normativa

Categoria	Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
A	Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
B	Uffici	0.7	0.5	0.3
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**	**0.7**	**0.7**	**0.6**
D	Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
E	Biblioteche, archivi, magazzini ed ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
H	**Coperture**	**0.0**	**0.0**	**0.0**
	Vento	0.6	0.2	0.0
	Neve (quota < 1000 m s.l.m.)	**0.5**	**0.2**	**0.0**
	Neve (quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
	Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

10.2. *Analisi dei carichi*

Per i carichi non strutturali sono stati impiegati i seguenti valori

Copertura lignea	1,0 kN/mq	Area di influenza 3,6	Carico totale 3,6 KN/m
Tamponamenti esterni	6,3 kN/mq	Area di influenza 3,5	Carico totale 20,0 KN/m
Tamponamenti interni	3,23 kN/mq	Area di influenza 3,5	Carico totale 10,0 KN/m

10.3. *Analisi dei carichi degli orizzontamenti*

Gli orizzontamenti del piano tipo sono realizzati in latero cemento di altezza 26 cm (20+6) e 23 cm (18+5) con tre travetti al metro di larghezza 8 cm. Ai fini del presente progetto sono stati considerati i valori di peso proprio relativi a quelli di maggiore dimensione.

Sono stati considerate tre tipologie di solai per come riassunti nella seguente tabella:

Tipo	Denominazione	Peso strutturale [kN/mq]	Permanenti n.d. [kN/mq]	Sovraccarico [kN/mq]

1	Solaio ordinario	3,0	2,5	3,0
2	Copertura non acc.	2,5	1,5	2,5
3	Copert. access. manutenzione	3,0	0,5	1,0 (neve)

11. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni suddette sono state combinate secondo le prescrizioni di normativa e sui valori ottenuti si è operata la verifica di ogni elemento strutturale secondo il metodo degli Stati Limite. Le verifiche sono state condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi. Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_{g1}\, G_{k1} + \gamma_{g2}\, G_{k2} + \gamma_p\, P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i}\, Q_{ik}) \right]$$

essendo:

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

γ_{g1} = 1,3 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

γ_{g2} = 1,5 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

γ_p = 0,9 (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

γ_q = 1,5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio si sono prese in esame solo le combinazioni rare che rappresentano il caso più gravoso per la struttura in esame. Per tale combinazione si considera $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$, e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_0.

In forma convenzionale la combinazione rara può essere espressa nel modo seguente:

$$F_d = G_{k1} + G_{k2} + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i}\, Q_{ik}) \right]$$

I coefficienti ψ_{0i} utilizzati dipendono, oltre che dalla destinazione d'uso della costruzione, dal tipo di carico considerato. Tuttavia, nel caso in esame, avremo:

$\psi_0 = 0.50$ considerando il carico da neve (quota inferiore 1000 m s.l.m.)

$\psi_0 = 0.70$ Ambienti cat. C tabella 3.1.II

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio si è utilizzata la seguente combinazione delle azioni, applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_2:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + E + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i}\ Q_{ik})$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i}\ Q_{ik})$$

Nel caso in esame avremo:

$\psi_2 = 0$ considerando il carico da neve (quota inferiore 1000 m s.l.m.)

$\psi_2 = 0.60$ Ambienti cat. C tabella 3.1.II

Per la visione delle combinazioni di carico considerate si rimanda allo specifico paragrafo dell' allegato tabulato di calcolo.

12. MODELLO STRUTTURALE

12.1. *Modello di calcolo*

Sulla base del dimensionamento effettuato si modellano i profili ricavati nel *software* di calcolo *"Prosap".* Nella seguente figure si riporta il modello geometrico impiegato per il calcolo strutturale.

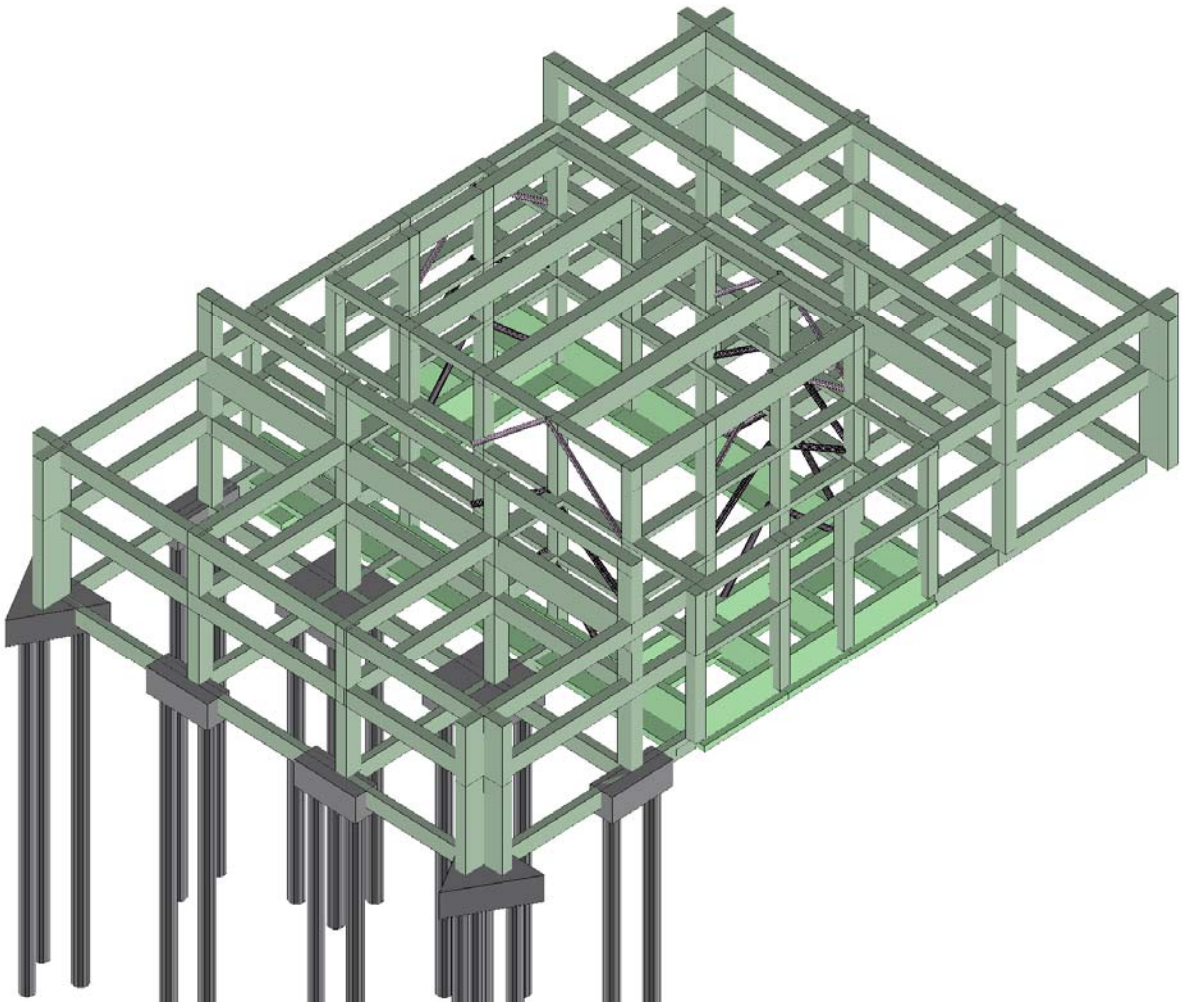


Figura 30- Vista tridimensionale del modello di calcolo

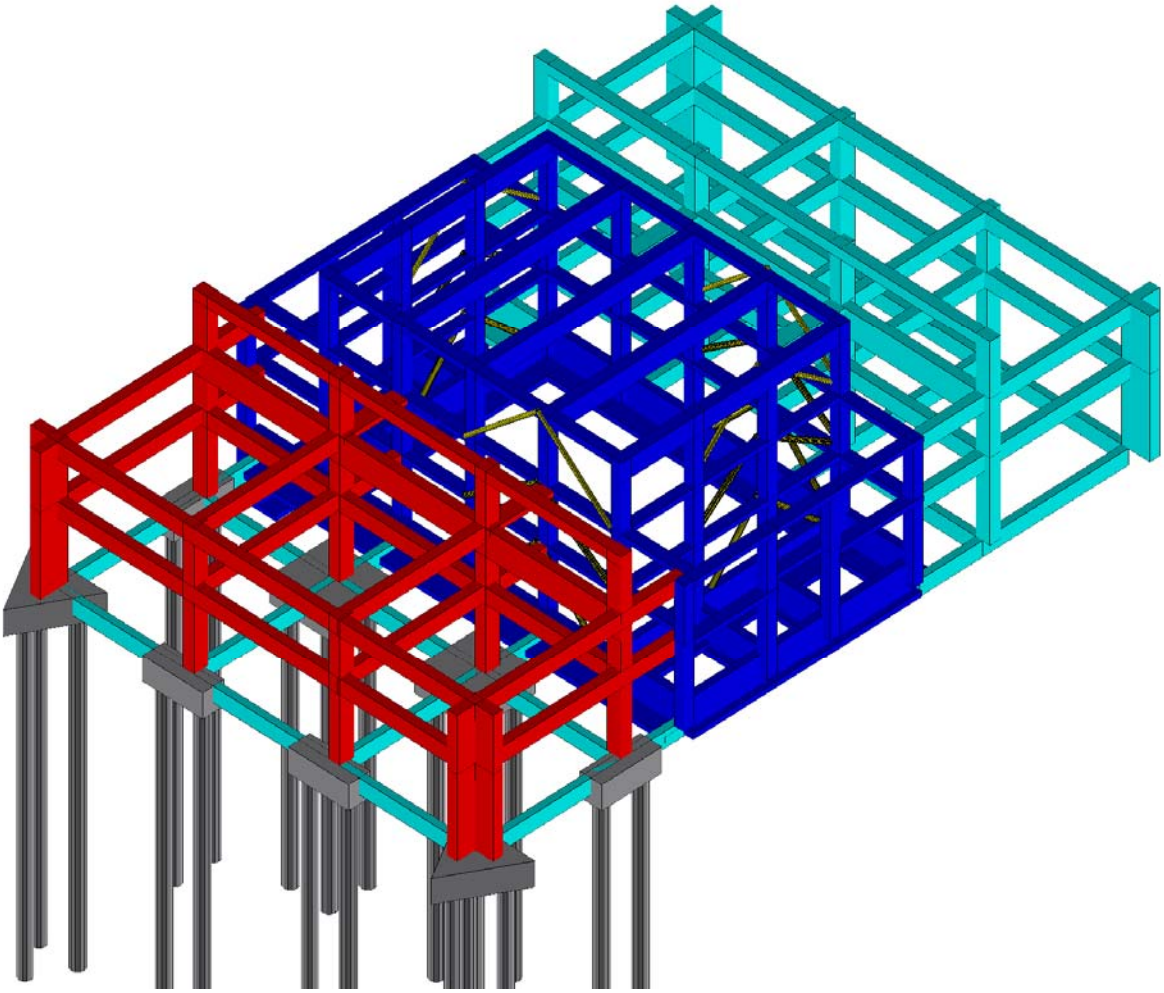


Figura 30- Vista tridimensionale del modello di calcolo con riportata la tipologia dei materiali

12.2. *Modellazione di travi e pilastri*

Le travi ed i pilastri sono modellati con elementi finiti mono-dimensionali. (elementi a due nodi formulati nello spazio). Un terzo nodo supplementare, il "Nodo K", è usato per gestire l'orientamento della sezione della trave nello spazio.

Per questi elementi sono definiti al massimo tre gradi di libertà traslazionali e tre gradi di libertà rotazionali. Agli estremi dell'elemento sono determinate le sei componenti della sollecitazione: tre momenti (torcente e due flettenti), sforzo assiale e due sforzi taglianti.

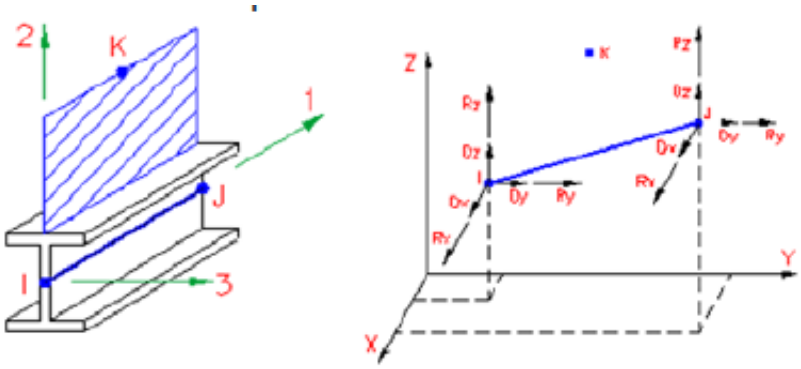


Figura 32 - Comportamento elemento mono-dimensionale

12.3. *Modellazione dei controventi*

Il dispositivo BRAD (*Buckling Restrained Axial Damper*) è composto da un profilo in acciaio dolce, costituente il nucleo centrale, posizionato all'interno di un tubo d'acciaio a sua volta riempito di calcestruzzo.. I carichi assiali sono applicati alle estremità del nucleo che si snerva sia per trazione che per compressione. L'instabilità del nucleo è impedita dall'incamiciatura di calcestruzzo confinato. La superficie del nucleo è trattata con materiale antiaderente in modo da consentire lo scorrimento tra nucleo in acciaio e calcestruzzo. Nella figura che segue è mostrato un diagramma sperimentale caratteristico di un dissipatore BRAD.

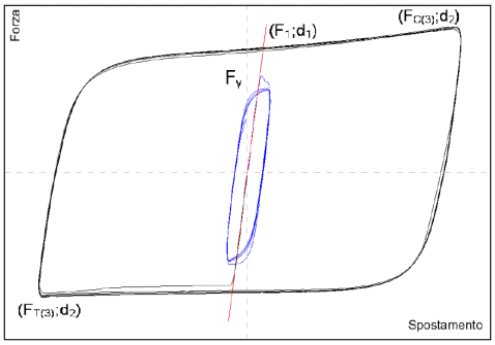


Figura 33- Comportamento elemento mono-dimensionale

I dissipatori utilizzati nell'intervento del 2002 sono del tipo isteretico (brad) con spostamenti massimi in valore assoluto pari a 30-40 mm. Questi dissipatori sono disposti in serie a dei tubolari metallici e vengono modellati nel software di calcolo con elementi finiti di rigidezza e resistenza equivalente.

Per il calcolo delle caratteristiche equivalenti facciamo riferimento alla seguente figura:

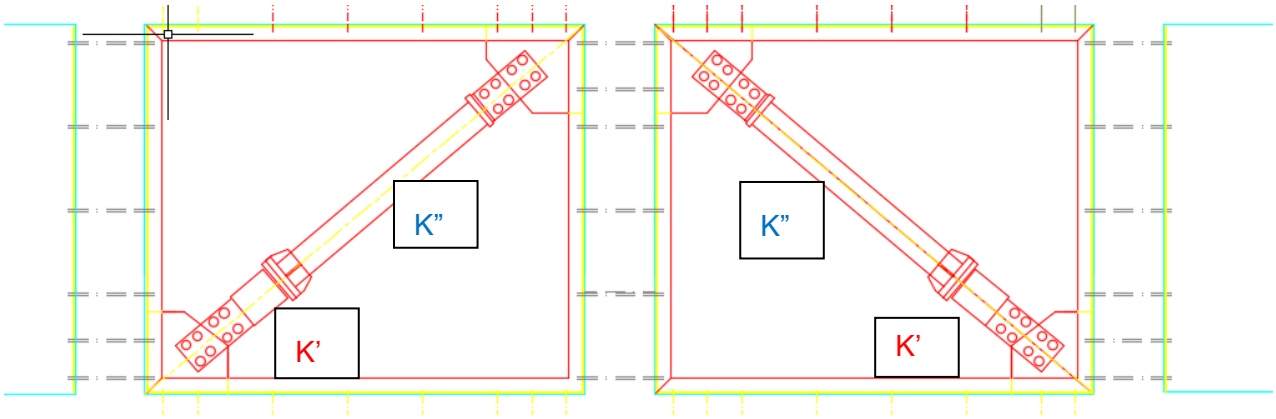


Figura 34 - Stralcio di sezione

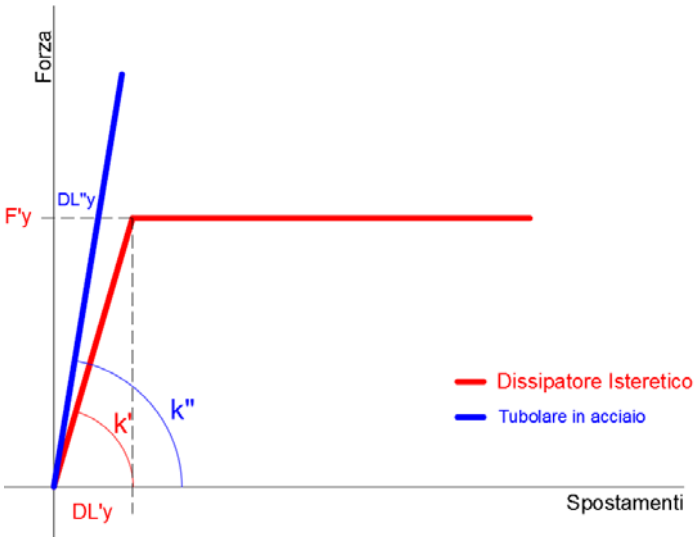


Figura 35- Curva Forza-Spostamenti

$$D_y = DL'_y + DL''_y$$

$$k_{eq} = \frac{k' k''}{k' + k''}$$

$$\sigma_y = \frac{F'_y}{A_{tubo}}$$

$$E_{eq} = \frac{F'_y L_{contr}}{A_{tubo} D_y}$$

Il valore della forza di snervamento con cui dimensionare i dissipatori sismici si ricava dal modello di calcolo nella peggiore delle combinazioni di calcolo per il singolo dissipatore nel piano e nella direzione considerata. Nelle tabelle che seguono si riportano i calcoli effettuati per il

dimensionamento del dissipatore e delle grandezze equivalenti da inserire nel programma di calcolo.

TERZO PIANO X											
TIPO	21/40		F'y	178	kN	prof.	168.3x8		Fby	178	KN
Ltot	4530	mm	L'	1235	mm	L"	3295	mm	Lb	4530	mm
						E"	206000	N/mmq	Eb -6	73312,12	N/mmq
						A"	4030	mmq	Ab	4030	mmq
			K'	88000	kN/m	K"	251951,442	kN/m	Kb - 8	65220,28	N/mm
			DL'y	2,02	mm	DL"y	0,71	mm	DLby -5	2,73	mm
									Sigmaby	44,17	N/mmq
TERZO PIANO Y											
TIPO	21/40		F'y	178	kN	prof.	168.3x8		Fby	178	KN
Ltot	4200	mm	L'	1235	mm	L"	2965	mm	Lb	4200	mm
						E"	206000	N/mmq	Eb -6	69780,59	N/mmq
						A"	4030	mmq	Ab	4030	mmq
			K'	88000	kN/m	K"	279993,255	kN/m	Kb - 8	66956,14	N/mm
			DL'y	2,02	mm	DL"y	0,64	mm	DLby -5	2,66	mm
									Sigmaby	44,17	N/mmq

SECONDO PIANO X											
TIPO	20/30		F'y	178	kN	prof.	219.1x12		Fby	178	KN
Ltot	4200	mm	L'	1235	mm	L"	2965	mm	Lb	4200	mm
						E"	206000	N/mmq	Eb -6	40720,08	N/mmq
						A"	7810	mmq	Ab	7810	mmq
			K'	88000	kN/m	K"	542617,201	kN/m	Kb - 8	75719,97	N/mm
			DL'y	2,02	mm	DL"y	0,33	mm	DLby -5	2,35	mm
									Sigmaby	22,79	N/mmq
SECONDO PIANO Y											
TIPO	20/30		F'y	178	kN	prof.	219.1x12		Fby	178	KN
Ltot	3860	mm	L'	1235	mm	L"	2625	mm	Lb	3860	mm
						E"	206000	N/mmq	Eb -6	38032,29	N/mmq
						A"	7810	mmq	Ab	7810	mmq
			K'	88000	kN/m	K"	612899,048	kN/m	Kb - 8	76951,33	N/mm
			DL'y	2,02	mm	DL"y	0,29	mm	DLby -5	2,31	mm
									Sigmaby	22,79	N/mmq

PRIMO PIANO X											
TIPO	39/30		F'y	360	kN	prof.	219.1x12		Fby	360	KN
Ltot	5020	mm	L'	1265	mm	L"	3755	mm	Lb	5020	mm
						E"	206000	N/mmq	Eb -6	146785,7	N/mmq
						A"	7810	mmq	Ab	7810	mmq
			K'	489000,00	kN/m	K"	428458,0559	kN/m	Kb - 8	228365,7	N/mm
			DL'y	0,736196	mm	DL"y	0,84	mm	DLby -5	1,58	mm
									Sigmaby	46,09	N/mmq
PRIMO PIANO Y											
TIPO	39/30		F'y	360	kN	prof.	219.1x12		Fby	360	KN
Ltot	4730	mm	L'	1265	mm	L"	3465	mm	Lb	4730	mm
						E"	206000	N/mmq	Eb -6	144243,6	N/mmq
						A"	7810	mmq	Ab	7810	mmq
			K'	489000,00	kN/m	K"	464317,46	kN/m	Kb - 8	238169,60	N/mm
			DL'y	0,736196	mm	DL"y	0,775331601	mm	DLby -5	1,51	mm
									Sigmaby	46,09475	N/mmq

I dati relativi ai dissipatori sono desunti dalle schede prodotto relative alla fornitura del 2006.

12.4. *Modellazione delle fondazioni*

Alla luce delle scadenti caratteristiche dei terreni, per la parte da demolire e ricostruire si è fatto ricorso a fondazioni profonde tramite plinti di fondazione su pali di diversa lunghezza. I plinti di fondazione, fra di loro e con la struttura esistente, saranno collegati da travi 30x70 atte a contrastare gli spostamenti relativi. Il dimensionamento del sistema fondale è stato fatto considerando gli scarichi massimi (sforzo normale) delle colonne nella combinazione più gravosa (sismica per le colonne del telaio controventato e statica per le altre). Nella modellazione il software di calcolo richiede le caratteristiche del terreno per il calcolo sia delle costanti di sottofondo (funzione dei cedimenti) che la portanza del sistema.

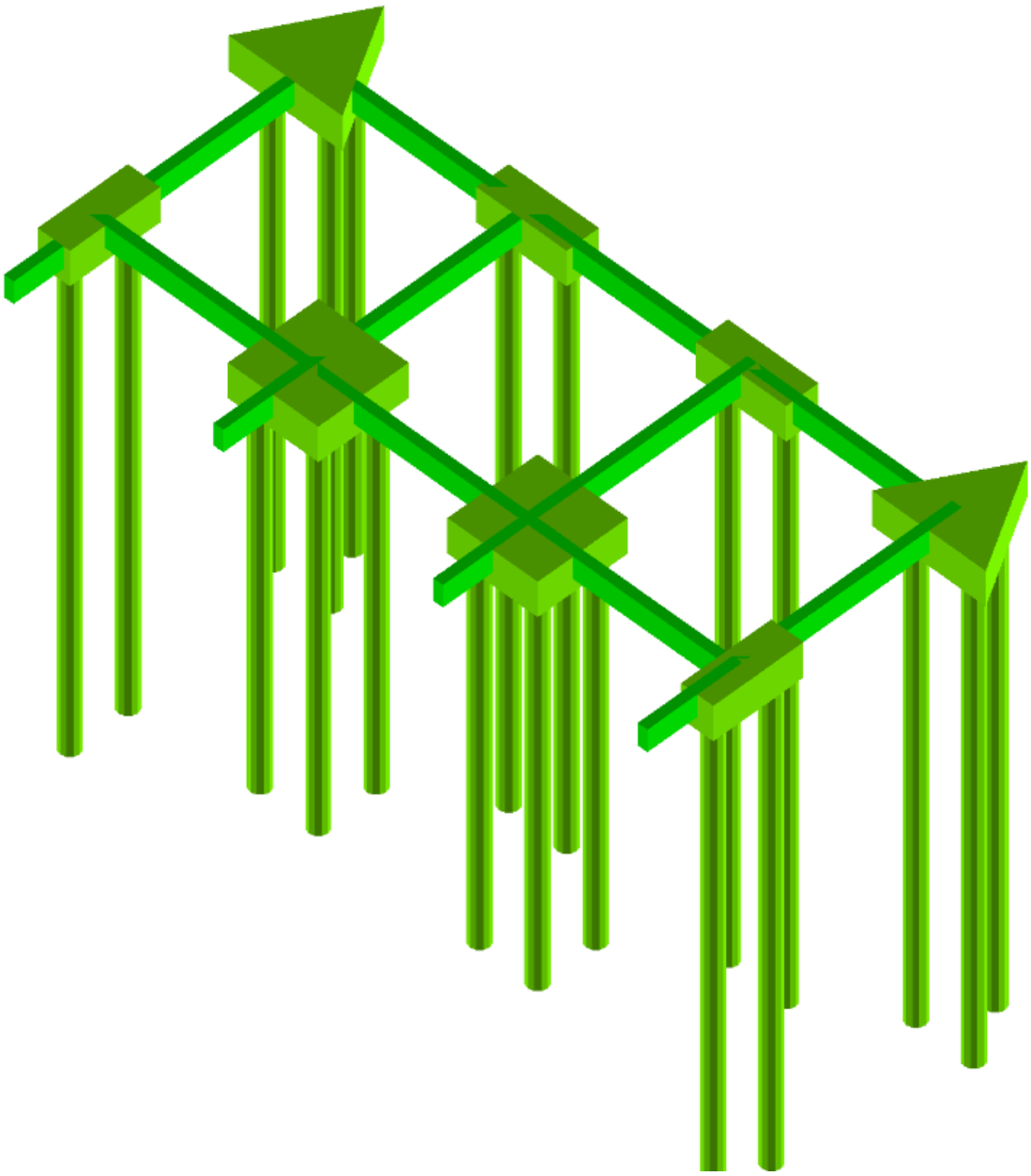


Figura 36- 3D- Sistema di fondazione parte da ricostruire

13. PRINCIPALI RISULTATI OTTENUTI IN TERMINI DI SOLLECITAZIONI

13.1. *Masse e rigidezze*

Come accennato in precedenza le azioni sismiche sono interamente portate sia dal sistema di controventatura che dalla struttura intelaiata in c.a.. Al fine di regolarizzare il comportamento la parte oggetto di demolizione verrà costruita simmetrica e speculare rispetto la parte ricostruita nel 2002.

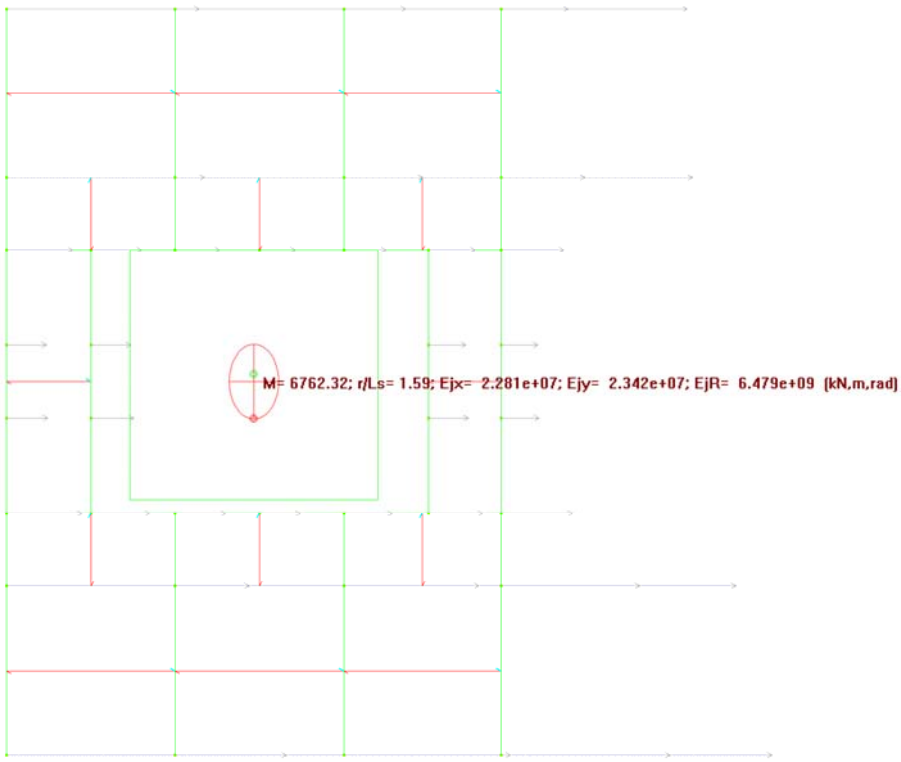


Figura 37 – Posizione del centro di massa e di rigidezza - primo impalcato

Nella figura precedente è riportato il centro di massa (centro dell'ellisse rossa) e quello di rigidezza (cerchietto verde) dell'impalcato tipo che sostanzialmente coincidono. Inoltre sono riportati il valore della massa di piano ed il rapporto r/L_s che risulta maggiore a 0.8. (struttura **non** deformabile torsionalmente).

13.2. *Periodi e deformate modali*

Per quanto riguarda l'effetto del sisma, valutato col centro di massa nella posizione eccentrica di figura precedente, si riportano nella figura che segue, le deformate modali dell'edificio (viste dall'alto). Si precisa che il primo impalcato è quasi interamente interrato e lo zero sismico viene fissato alla quota del primo impalcato.

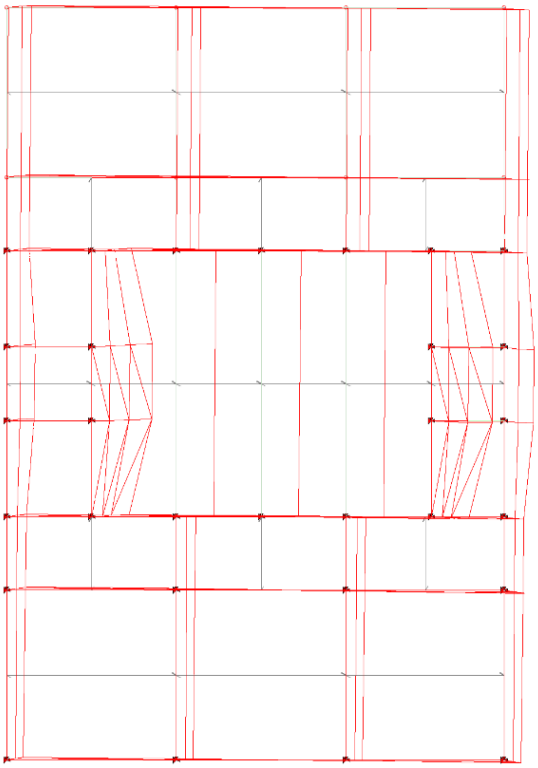


Figura 38 – Primo modo di vibrare Tx=0.22 sec

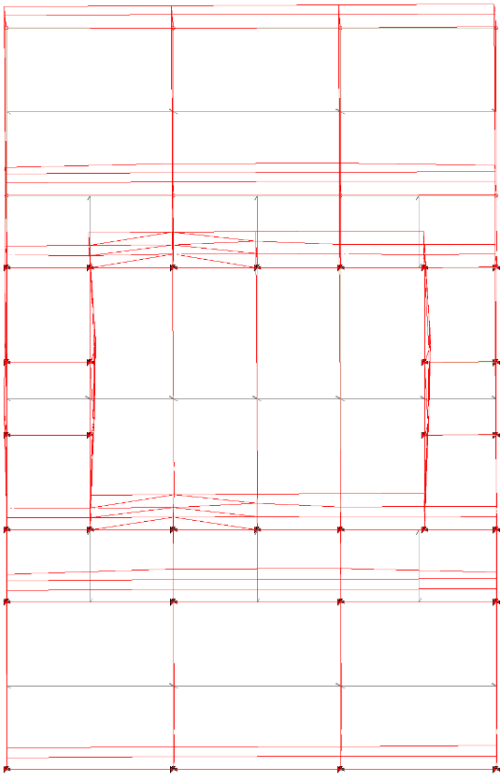


Figura 39 – Secondo modo di vibrare Ty=0.20 sec

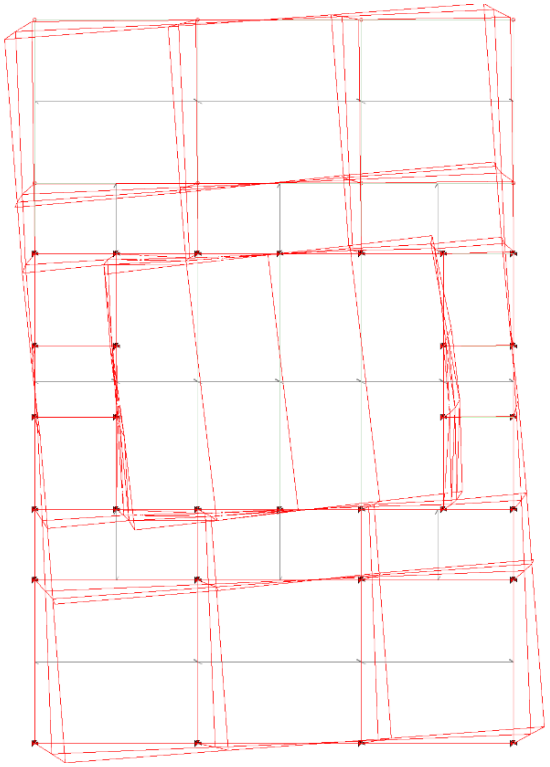


Figura 40 – Terzo modo di vibrare Tr=0.18 sec

Il primo modo di vibrare è sostanzialmente di traslazione in x, il secondo in direzione y, mentre il terzo modo di vibrare è sostanzialmente rotazionale. Nella tabella che segue vengono mostrati i risultati relativi a tutti i modi di vibrare e alle masse partecipanti.

Modo	Frequenza	Periodo	X M effic...	%	Y M effic...	%	Z M effic...	%	RZ M effi...
1	4.61	0.22	1011086....	77	50.86	0	426.87	0	2683982....
2	4.95	0.20	276.16	0	1131098....	86	1340.39	0	503230.10
3	5.63	0.18	20117.77	1	2641.36	0	3.67	0	1828068...
4	7.14	0.14	127240.15	9	3265.13	0	21.64	0	202573.53
5	7.28	0.14	161.60	0	1.06	0	0.07	0	351462.63
6	7.78	0.13	904.83	0	4.48	0	101.42	0	8178.95
7	7.99	0.13	16883.62	1	434.62	0	17.86	0	21110.13
8	8.85	0.11	1363.34	0	25.56	0	8.11	0	93609.19
9	9.72	0.10	48879.13	3	1085.57	0	639.15	0	0.00

Da questa tabella si vede che già con i primi quattro modi si raggiunge più dell'85% di massa partecipante eccitata.

13.3. *Principali risultati ottenuti*

In questo paragrafo si riportano i principali risultati in termini di sollecitazioni ricavati dal programma di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni flettenti nelle travi e nei pilastri prodotte dalle azioni sismiche (SLV) ha consentito di verificare una uniforme distribuzione all'interno della struttura

Per verificare la buona riuscita del dimensionamento strutturale si riportano in momenti flettenti e risultanti dall'analisi strutturale effettuata dal modello di calcolo delle travi secondarie e principali.

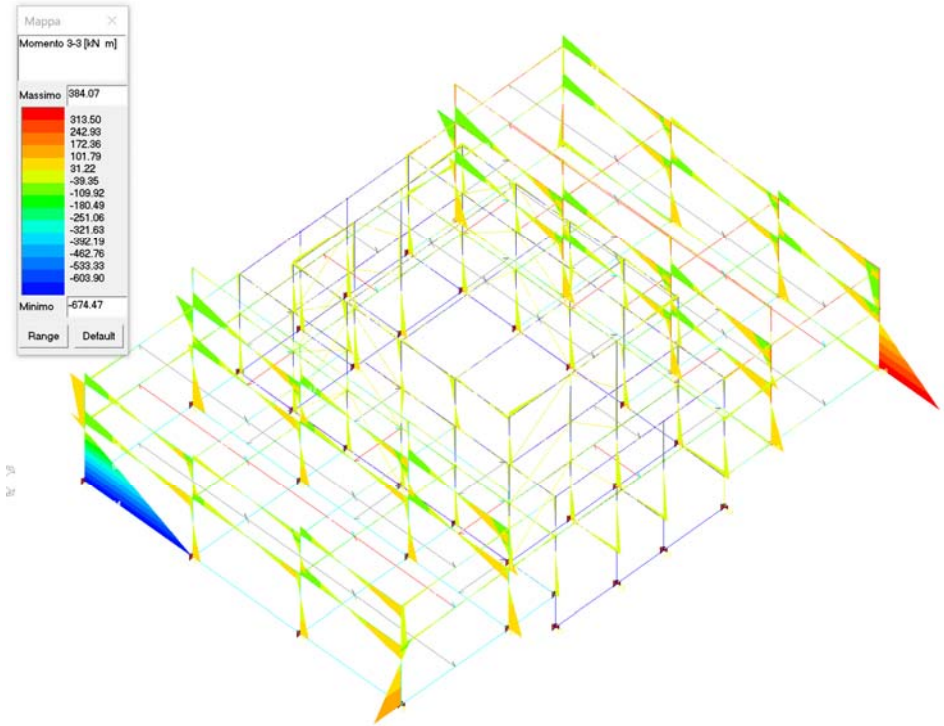


Figura 41 – Momenti flettenti M33 travi e pilastri – Sisma x CDC 7

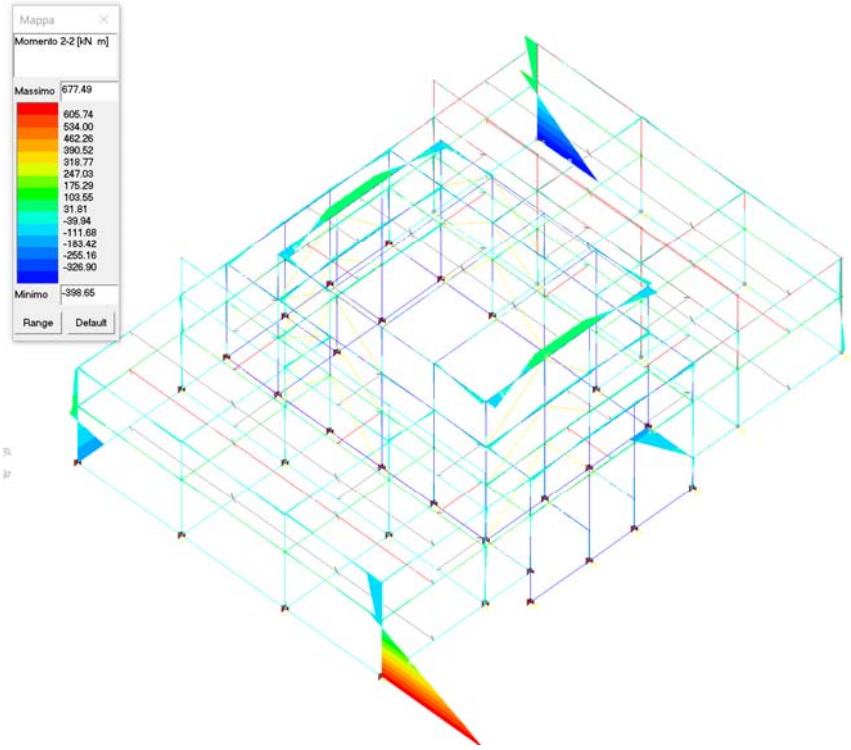


Figura 41 – Momenti flettenti M 2-2 travi e pilastri – Sisma x CDC 7

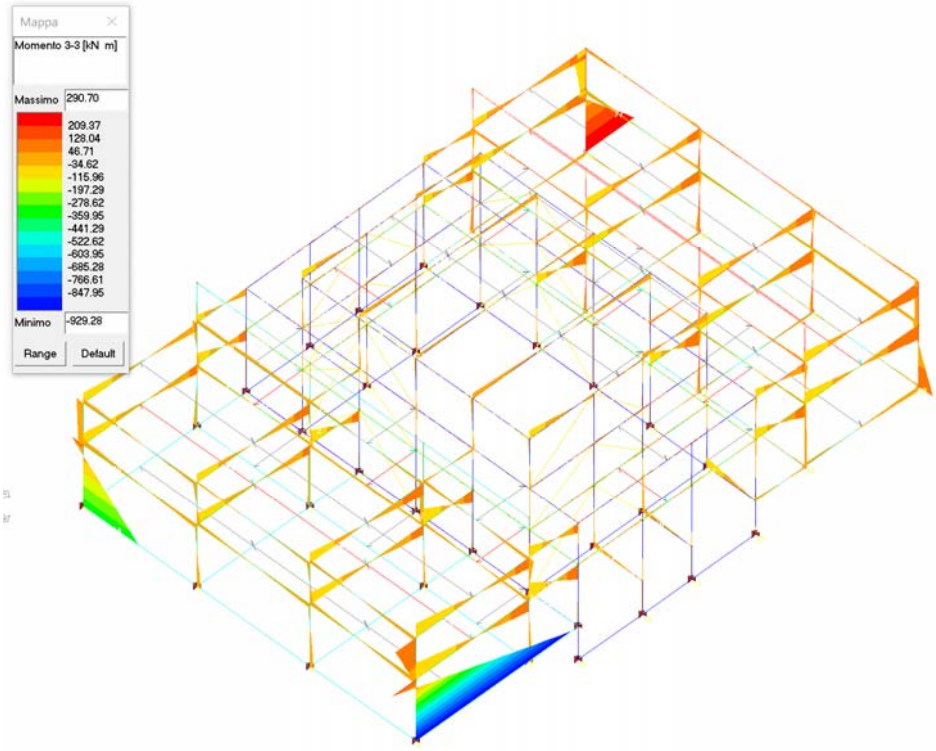


Figura 42 – Momenti flettenti M 3-3 travi e pilastri – Sisma y CDC9

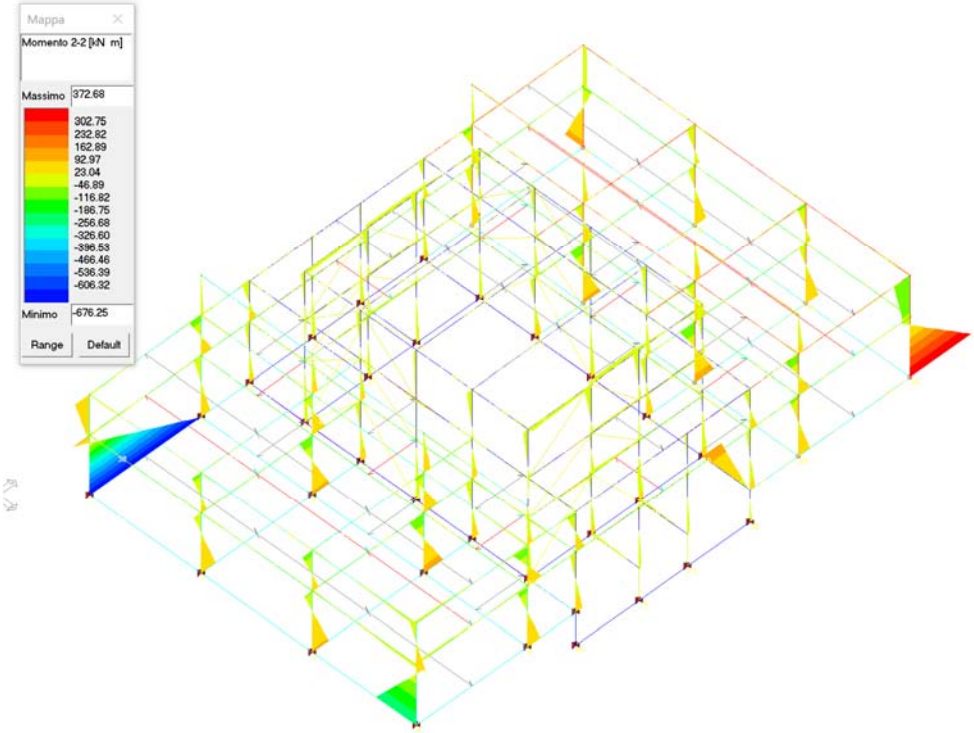


Figura 42 – Momenti flettenti M 2-2 travi e pilastri – Sisma y CDC9

14. CALCOLO STRUTTURALE

14.1. *Solai*

I solai di nuova realizzazione saranno in latero cemento di altezza 26 cm con alleggerimento da 20 cm.

- Calcolo delle caratteristiche della sollecitazione

Gli schemi geometrici utilizzati per valutare il comportamento del solaio sono:

- Trave su più appoggi
- Trave su due appoggi
- Trave semi-incastrata con momenti pari a $ql^2/16$.

- Calcolo delle sollecitazioni:

CAMPATA	LUCE m	MOMENTO Sd KNm
c1-3	6,75	47,20
2	6,8	37,43
c4-5-6	3,35	9,08

	LUCE	MOMENTO Sd

APPOGGIO	m	KNm
1	6,75	-36,88
a2-3	6,8	-59,88
4	6,75	-49,17
a5-6-7-8-9-10	3,35	-12,11

- Calcolo delle armature

Le armature sono state disposte in modo tale da coprire l'inviluppo dei diagrammi dei momenti flettenti con il diagramma dei momenti resistenti. Sono state utilizzate barre dritte.

L'area delle armature da disporre, allo stato limite ultimo, è data dalla relazione:

$$A_s = \frac{M}{0{,}9d \ f_{yd}} =$$

dove:

M è il momento flettente per il quale si deve determinare l'armatura;

d = altezza utile del solaio = h – c = 26-3=23 cm ;

$\mathbf{f_{yd}}$ è il valore di calcolo della tensione di snervamento dell'acciaio (391N/mm^2 per B450C).

Nella seguente tabella sono riportati i valori dei momenti flettenti massimi, le armature necessarie per metro di solaio e per travetto, e le armature effettivamente disposte. L'area da disporre nel singolo travetto è stata ottenuta dividendo l'area necessaria al metro per il numero di travetti.

CAMPATA	LUCE m	MOMENTO Sd KNm	ALTEZZA cm	As/m cmq	As/travetto cmq	BARRE per travetto	As/travetto disposta	MOMENTO Rd KNm
c1-3	6,75	47,20	26	5,84	1,95	*2 ϕ14*	3,08	74,60
2	6,8	37,43	26	4,63	1,54	*2 ϕ14*	3,08	74,60
c4-5-6	3,35	9,08	26	1,12	0,37	*1 ϕ10*	0,78	18,90

APPOGGIO	LUCE m	MOMENTO KNm	ALTEZZA cm	As/m cmq	As/travetto cmq	BARRE per travetto	As/travetto disposta	MOMENTO Rd KNm
1	6,75	-36,88	26	4,56	1,52	*2 ϕ14*	3,08	-74,60
a2-3	6,8	-59,88	26	7,41	2,47	*2 ϕ14*	3,08	-74,60
4	6,75	-49,17	26	6,09	2,03	*2 ϕ14*	3,08	-74,60
a5-6-7-8-9-10	3,35	-12,11	26	1,50	0,50	*1 ϕ10*	1,57	-38,05

- **Calcolo del momento resistente dell'acciaio e del calcestruzzo**

Per controllare la correttezza delle armature disposte e l'eventuale necessità di fasce semipiene o piene, si è valutato, in maniera approssimata, il momento resistente dell'acciaio e del calcestruzzo.

Operativamente, ci si è distanziati di 20 cm dall'inviluppo dei momenti per determinare la lunghezza delle armature del solaio; l'estensione della fascia piena o semipiena è stata determinata anche dall'esigenza di sistemare opportunamente le pignatte, nonché dalla verifica a taglio.

ACCIAIO:

Il momento resistente per travetto, relativo all'area di acciaio utilizzata, è stato determinato invertendo la formula di progetto:

$$\boxed{M_{Rs} = 0{,}9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s}$$

Nella tabella precedente si sono riportati i momenti resistenti delle armature disposte in campata ed agli appoggi.

CALCESTRUZZO:

Il momento resistente del calcestruzzo si determina invertendo la formula di progetto:

$$\boxed{M_{Rc} = \frac{d^2}{r^2} b}$$

Nel determinare il valore di M_{Rc} si è assunto r = 0,020 supponendo presente una modesta armatura nella parte compressa.

Poiché nella tipologia prescelta vi sono tre travetti da 8 cm ogni metro, la larghezza *b* della sezione risulta *24 cm* per *fascia alleggerita*, *61 cm* per *fascia semipiena* e *100 cm* per *fascia piena*.

Si ha, così:

- Fascia alleggerita: **M_{Rc} = 24,04 KNm**
- Fascia semipiena: **M_{Rc} = 75.02 KNm**
- Fascia piena: **M_{Rc} = 121.00 KNm**

-Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata effettuata nelle sezioni di passaggio fra fascia piena e fascia alleggerita. Poiché si è considerato il solaio sprovvisto di armature resistenti a taglio, la verifica è stata effettuata sul solo calcestruzzo. Da quanto previsto nella normativa, deve risultare:

$$\boxed{V_{Sd} \leq V_{Rd1}}$$

dove:

$$V_{app} = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0{,}25 \cdot f_{ctd}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d}$$

$$k = 1{,}60 - d$$

SOLAIO	LUCE m	Vsd asse trave KN	ALTEZZA cm	Vrd1 fascia all. KN	Vrd1 fascia semi-piena KN	Vrd1 fascia piena KN
s1-3	6,75	-43,71	26	28,00	65,54	103,12
2	6,8	-44,03	26	28,00	65,54	103,12
s4-5-6	3,35	-21,69	26	28,00	65,54	103,12

SOLAIO	APPOGGIO	FASCIA PIENA (cm)	FASCIA SEMIPIENA (cm)
1	1	15,00	66
1	2	15,00	100
2	2	15,00	66
2	3	15,00	66
3	3	15,00	100
3	4	15,00	66
S4-5-6	A5-8-10	20,00	33
S4-5-6	A6-7-9	40,00	33

14.2. *Verifiche per il contenimento del danno agli elementi non strutturali*

Le verifiche all'SLD sono state condotte secondo il paragrafo 7.3.7.2 delle NTC08. Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III, come quello in questione, si verificano gli stati limiti di danno in accordo con la tabella C7.1.I. In particolar modo per costruzioni di civili questa condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi condotta per SLO siano inferiori a 2/3 dei limite di 0.005h:

dr < 2/3 * 0.005h = 0.0033h

La verifica, più cautelativa, è stata condotta con riferimento allo SLD. Di seguito si riporta la rappresentazione dei valori massimi degli spostamenti di interpiano tra le 4 combinazioni esaminate (comb 47-50).

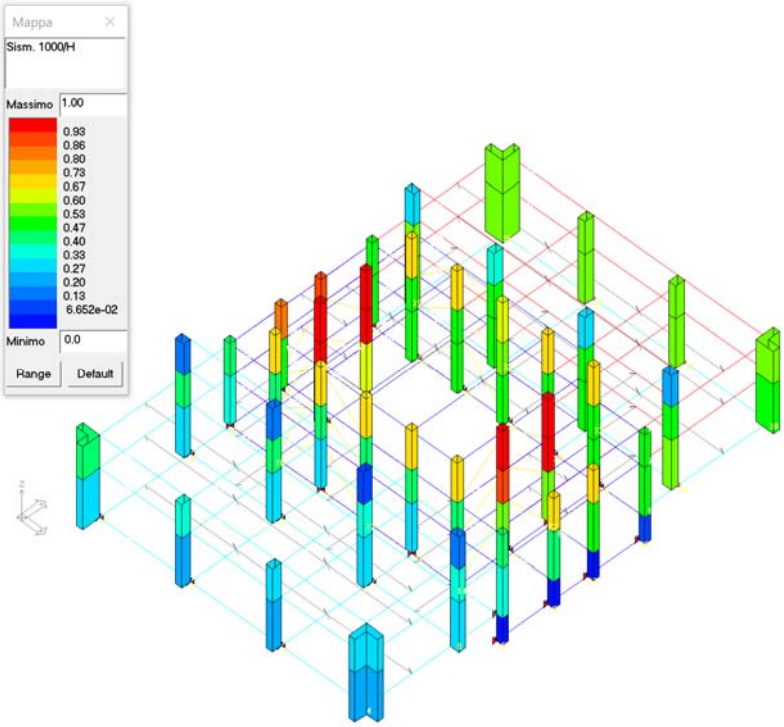


Figura 54 –Verifica allo SLD

Verifica all'SLD soddisfatta poiché 1.00 < 3.30.

14.3. *Verifiche dei sistemi di controvento metallici*

Così come riportato in precedenza la struttura è dotata di un sistema di controventi dissipativi realizzati mettendo in serie dei tubolari metallici con dei dissipatori isteretici (brad).
Nel modello strutturale agli elementi finiti tali elementi sono stati opportunamente modellati mediante un profilo equivalente con: sezione dell'elemento tubolare, modulo elastico fittizio equivalente ai due elementi disposti in serie e resistenza pari a quella dell'elemento meno resistente (il dissipatore).
In questa fase si verificherà che la sollecitazione ottenuta nella combinazione allo SLC risulta compatibile con la resistenza del controvento.
Le sollecitazione massime assiali ottenute nella combinazione allo SLV vengono amplificate per il coefficiente 1,17 derivante dal rapporto tra accelerazioni spettrali (a_g x S) SLC / (a_g x S) SLV secondo i dati riportati nella seguente tabella

SL	ag	S
	g	
SLV	0.217	1.388
SLC	0.305	1.254

LIVELLO	TIPOLOGIA	RESISTENZA Rd [kN]	SOLLEC MAX SLV [kN]	SOLLEC MAX SLC Sd [kN]
3	BRAD 21/40	178	73,6	86,0
2	BRAD 20/30	178	62.6	73,15
1	BRAD 39/30	360	242.7	283,6

I controventi risultano verificati in quanto Sd ≤Rd

14.4. *Verifica struttura esistente*

La parte dell'edificio esistente viene verificata per le combinazioni di carico allo SLV. Si è operato differentemente per la parte della struttura originaria e per la quella ricostruita nel 2002.

STRUTTURA RICOSTRUITA NEL 2002
Per la parte ricostruita nel 2002 si è verificato che le armature esistenti risultano maggiori o uguali a quelle disposte nella parte oggetto di intervento odierno. Ciò in virtù della simmetria e specularità dei due corpi ricostruiti. Il raffronto fra le armature di progetto e quelle dell'intervento del 2002 evidenzia come queste ultime risultano sempre maggiori o uguali. Tale risultato trova giustificazione con il fatto che il progetto del 2002 è stato sviluppato con riferimento all'OPCM 3274 con impiego dei seguenti elementi di progetto (dati desunti dal tabulato di calcolo):
Ag (2002) = 0.25 g * 1,2 = 0.30 g fattore di struttura q = 4 Classe duttilità B
Ag (2017) = 0.217 g fattore di struttura q(tot) = 4.6 Classe duttilità B
Quindi a meno della forma dello spettro si ha una significativa riduzione dell'accelerazione al suolo per lo Stato limite di progetto in condizione sismica
La struttura ricostruita nel 2002 risulta adeguata al DM 2008.

STRUTTURA ORIGINARIA
Per la parte centrale risalente alla costruzione originaria si sono effettuate le verifiche con riferimento alle sezioni ed alle armature rilevate nelle campagne di indagini diagnostiche del 2002.
Per i pilastri si sono impiegati ferri longitudinali 8ϕ14 e staffe ϕ6/18
Per le travi si sono impiegati ferri longitudinali 2ϕ14+2ϕ18 sia superiormente che inferiormente e staffe ϕ6/18.
Per le travi e per i pilastri appartenenti alle torri di controvento, in maniera cautelativa, non si è tenuto conto dei rinforzi metallici presenti.
Le verifiche riportate, distintamente per travi e pilastri, evidenziano come la struttura risulta adeguata al DM 2008.

In definitiva si può asserire che la struttura risulta adeguata sismicamente.

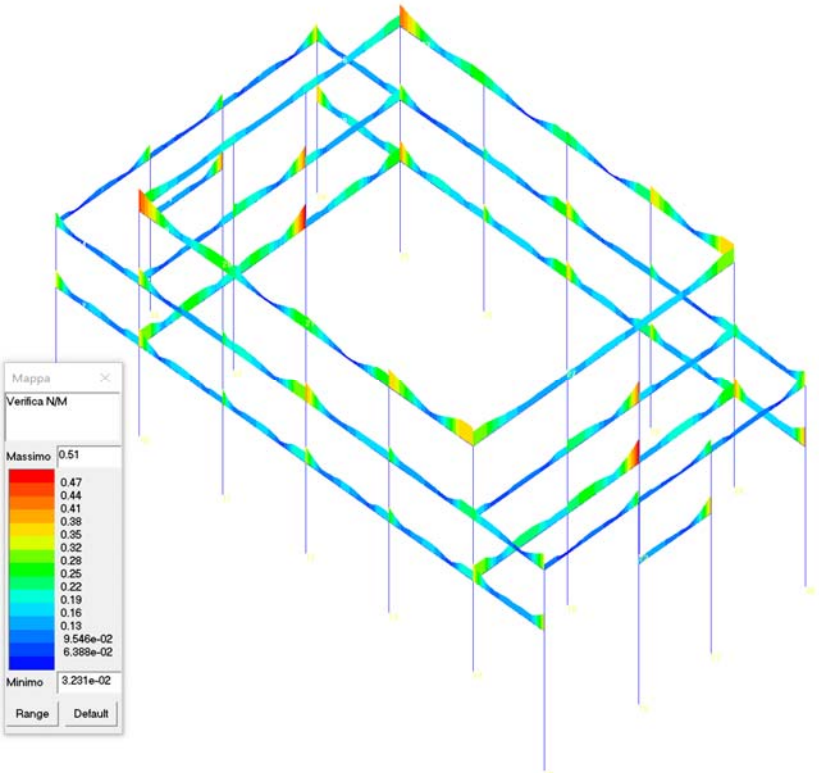


Figura 54 –Verifica TRAVI allo SLV – PRESSO FLESSIONE

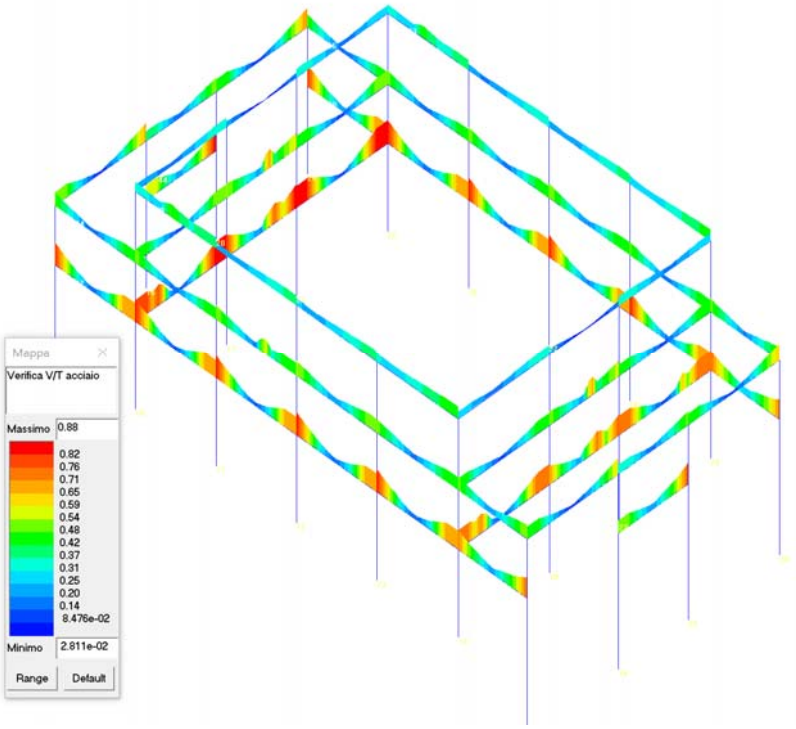


Figura 54 –Verifica TRAVI allo SLV – TAGLIO TORSIONE ACCIAIO

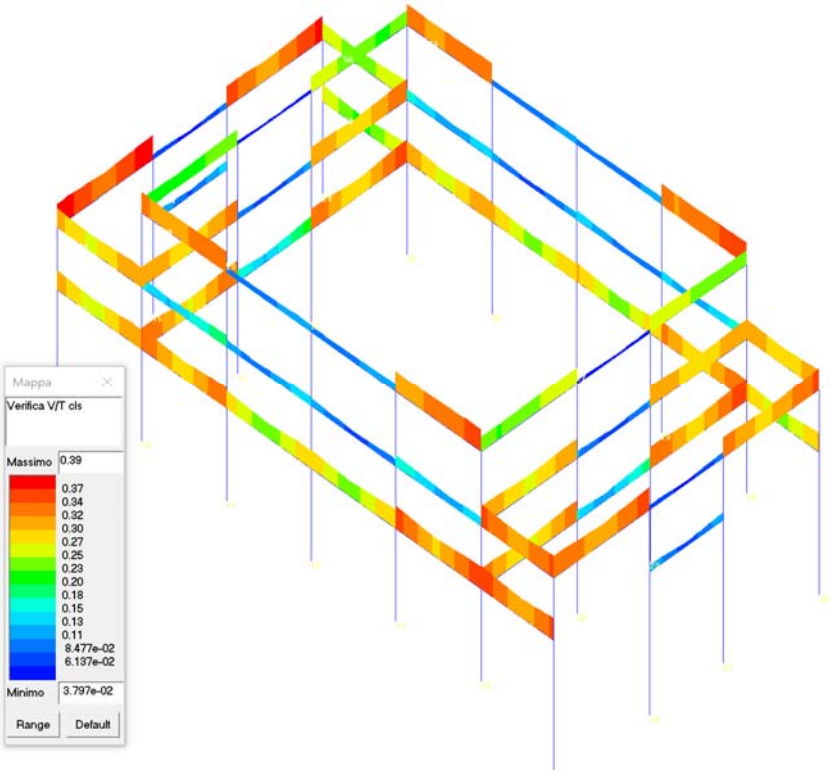


Figura 54 –Verifica TRAVI allo SLV – TAGLIO TORSIONE CALCESTRUZZO

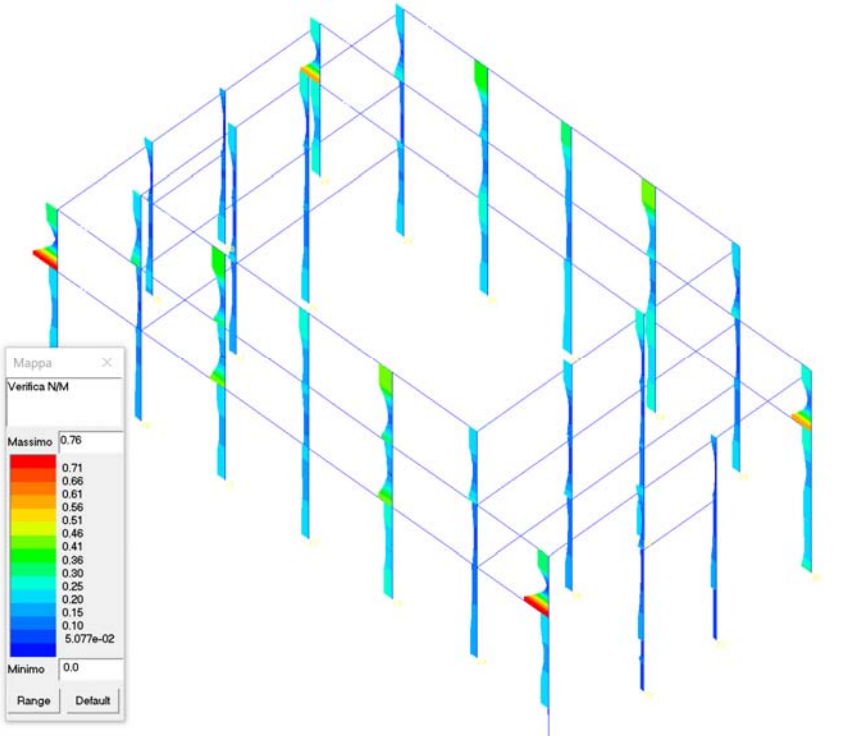


Figura 54 –Verifica PILASTRI allo SLV – PRESSO FLESSIONE

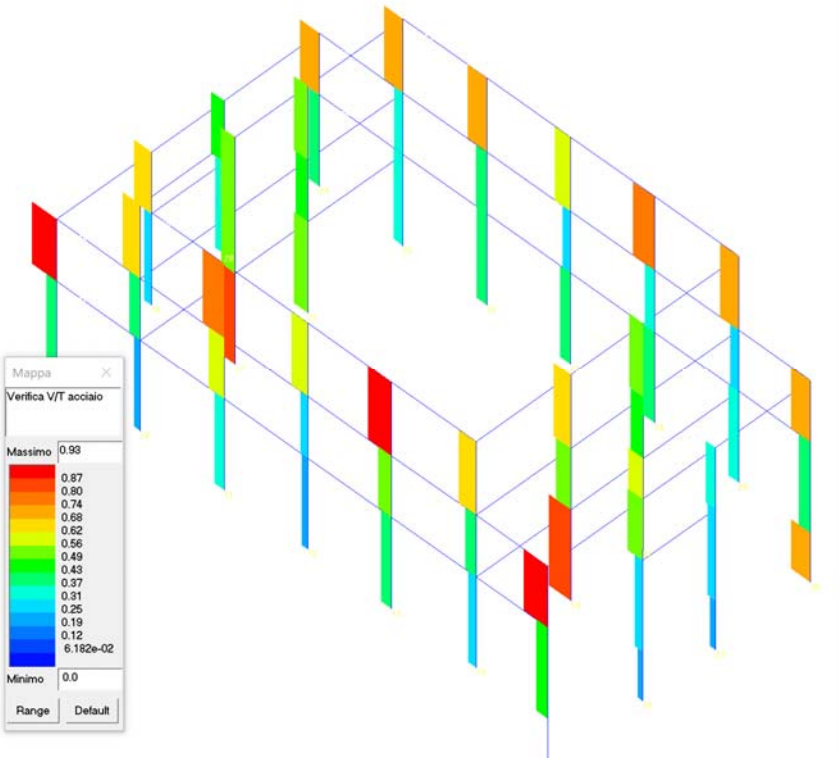


Figura 54 –Verifica PILASTRI allo SLV – TAGLIO TORSIONE ACCIAIO

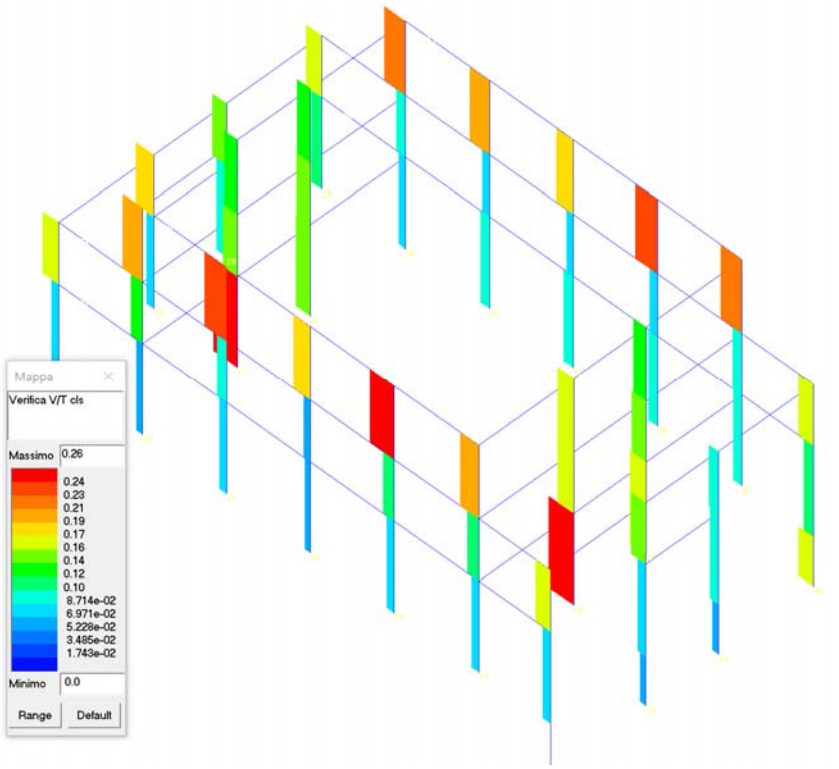


Figura 54 –Verifica PILASTRI allo SLV – TAGLIO TORSIONE CALCESTRUZZO

15. SOFTWARE UTILIZZATI, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

15.1. *Software*

Le verifiche sono state condotte mediante l'impiego di software di calcolo specifici.

PROSAP – programma redatto dalla software house 2SI Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. con sede in Ferrara (Fe), via Garibaldi n.90. Il programma è ad uso commerciale con chiave di licenza n. dsi 3604 ed è stato testato da molti anni.

15.2. *Validazione del software*

Per i codici di calcolo utilizzati è stata controllata l'affidabilità secondo quanto previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 attraverso i test di validazioni forniti dalla software house.

Per verificare la correttezza dei dati in input si è effettuato il controllo dei parametri di pericolosità sismica relativi all'area oggetto di intervento confrontando i dati definiti tramite il programma ed il foglio di calcolo "Spettri di risposta ver. 1.0.3", fornito dal C.S.L.P.

Tabella 5 - Parametri sismici

STATO LIMITE	SLO	SLD	SLV	SLC
a_g	0,050	0,063	0,217	0,305
F_o	2,515	2,590	2,398	2,438
T_C^*	0,273	0,289	0,449	0,494
S_S	1,500	1,500	1,388	1,254
C_C	1,611	1,582	1,368	1,326
S_T	1,000	1,000	1,000	1,000
S	1,500	1,500	1,388	1,254
η	1,00	1,00	1,00	1,00
T_B	0,147	0,152	0,205	0,218
T_C	0,440	0,457	0,614	0,654
T_D	1,799	1,853	2,468	2,819

SL	ag	S	Fo	Fv	T*c	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec	sec
SLO	0.050	1.500	2.510	0.755	0.270	0.146	0.437	1.798
SLD	0.063	1.500	2.590	0.878	0.290	0.153	0.458	1.852
SLV	0.217	1.388	2.400	1.509	0.450	0.205	0.615	2.468

SL	ag	S	Fo	Fv	T*c	Tb	Tc	Td
SLC	0.305	1.254	2.440	1.819	0.490	0.217	0.651	2.820

Vista, l'esigua differenza si ritiene valido l'input del modello di calcolo.

15.3. *Giudizio di accettabilità dei risultati del calcolo automatico*

I risultati ottenuti dall'analisi mediante elaboratore sono stati ottenuti confrontati con quelli ottenuti manualmente mediante modelli semplificati di schemi a inerzia e carico costante.

15.4. *Specifiche tecniche dell'elaboratore*

Le caratteristiche dell'elaboratore impiegato sono le seguenti:

MARCA	Packard Bell
MODELLO	Imedia S3712
PROCESSORE	Intel CORE2® Quad CPU 8300 2.50 GHz
RAM	4.00 GB
S.O.	Microsoft Windows 7
VERSIONE	2010